



Terhi Seppälä

Luotettavuuteen perustuva kalliotekninen suunnittelu

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 11.2.2019

Valvoja: Professori Mikael Rinne

Ohjaaja: DI Kalle Hollmén

Tekijä Terhi Seppälä

Työn nimi Luotettavuuteen perustuva kalliotekninen suunnittelu

Koulutusohjelma Geoengineering

Koodi ENG23

Työn valvoja Professori Mikael Rinne

Työn ohjaaja(t) DI Kalle Hollmén

Päivämäärä 11.2.2019

Sivumäärä 61

Kieli Suomi

Tiivistelmä

Kalliorakenteiden suunnittelussa lähtötietoihin liittyy usein merkittävää epävarmuutta, joka johtuu muun muassa kalliomateriaalin ja kalliomassan luontaisesta vaihtelusta sekä tutkimustiedon puutteesta. Eräs menetelmä suunnittelun lähtötietojen epävarmuuden hallintaan on luotettavuuteen perustuva suunnittelu (RBD, *Reliability-Based Design*). RBD-menetelmässä parametreja ei kuvata yksittäisin arvoin, vaan todennäköisyysjakaumin. Tuloksena saadaan laskettua todennäköisyys sille, että rakenne vaurioituu tai käyttäytyy muutoin epätoivotulla tavalla, ja voidaan siten arvioida rakenteen luotettavuutta.

Tässä työssä selvitettiin luotettavuuteen perustuvan suunnittelun soveltamisen mahdollisuuksia kalliorakenteiden suunnitteluun. Menetelmää ei toistaiseksi ole käytetty laajasti kalliorakenteiden suunnittelussa, vaikka se on ollut käytössä rakennetekniikassa jo kauan ja on useiden rakennesuunnittelustandardien perusta. RBD-menetelmää tutkittiin kirjallisuuslähteiden avulla, jonka perusteella esitettiin käytännön keinoja kalliorakenteiden suunnitteluun. Lisäksi osana tätä työtä tarkasteltiin Helsingin Olympiastadionin peruskorjauksen louhintoja RBD-menetelmän keinoin.

Luotettavuuteen perustuvan suunnittelun todettiin tarjoavan mahdollisuuden käsitellä epävarmoja lähtötietoja kvantitatiivisesti kalliorakenteiden suunnittelussa. Siten se sallii rakenteen luotettavuuden tarkastelun monipuolisemmin kuin nykyiset suunnittelumenetelmät. Koska menetelmää ei ole vielä kehitetty riittävästi kalliotekniikan tarpeisiin, on käytännön soveltamisessa kuitenkin toistaiseksi joitakin haasteita. Siitä huolimatta RBD-menetelmä voi tarjota nykyiselläänkin lisäarvoa kalliorakenteiden suunnittelussa, etenkin haastavissa ja riskialttiissa kohteissa.

Avainsanat Kalliorakenteiden suunnittelu, luotettavuuteen perustuva suunnittelu, kalliotekniikka, RBD

Author Terhi Seppälä		
Title of thesis Reliability-based rock mechanical design		
Degree programme Geoengineering	Code ENG23	
Thesis supervisor Professor Mikael Rinne		
Thesis advisor(s) Master of Science (Tech.) Kalle Hollmén		
Date 11.2.2019	Number of pages 61	Language Finnish

Abstract

In rock mechanical design the initial data available is often associated with significant uncertainty, which derives from for example the inherent variability of the rock and the lack of site investigations. A method to manage the uncertainty in the initial data is Reliability-Based Design (RBD). In RBD the design parameters are not defined as single values, but probability distributions. As a result, the probability of failure of the structure can be calculated, which gives the means to evaluate the reliability of the structure.

This work explores the possibilities of applying Reliability-Based Design to rock mechanical design. Until now RBD has not been used widely in rock engineering, even though it has been a common method in structural engineering for a long time and is the basis of many structural design standards. The RBD method was studied based on literary sources, on grounds of which some practical methods for the design of rock structures were presented. This work also includes the reliability-based analysis of excavations that are part of the renovation of the Helsinki Olympic stadium.

Reliability-Based Design is concluded to offer a way to manage uncertain initial data quantitatively. This allows the evaluation of the reliability of the structure more comprehensively than current design methods. Since applications of RBD have not yet been sufficiently developed for the needs of rock engineering, the use of the method still poses some practical challenges. Despite this, RBD can be a valuable tool in the design of rock structures, especially in demanding and risky projects.

Keywords Rock mechanical design, reliability-based design, rock engineering, RBD

Alkusanat

Työn tarkoitus oli selvittää luotettavuuteen perustuvan suunnittelumenetelmän soveltamismahdollisuuksia kalliorakenteiden suunnittelussa. Aiheen idea syntyi kiinnostuksistani RBD-menetelmään sekä halusta löytää analyyttisempi näkökulma suunnittelun epävarmuustekijöihin. Kiitän Sitowise Oy:tä rahoituksesta, joka mahdollisti perehtymisen tähän itselleni hyvin mielenkiintoiseen aiheeseen.

Työn valvojana toimi professori Mikael Rinne, jota haluan kiittää diplomityöhöni annetuista näkökulmista ja palautteesta sekä opintojen aikaisesta innostuksesta. Erityiskiitokset myös ohjaajalleni Kalle Hollménille kiinnostuksesta aiheeseen ja huolellisesta kommentoinnista. Lisäksi kiitän Leena Korkiala-Tanttua arvokkaasta palautteesta.

Espoo 11.2.2019

Terhi Seppälä

Sisällysluettelo

Tiivistelmä

Abstract

Alkusanat

Sisällysluettelo

Merkinnät

Lyhenteet

1	Johdanto	1
1.1	Työn tausta.....	1
1.2	Työn tavoitteet ja rajaus	4
1.3	Aineisto ja tutkimusmenetelmät	4
1.4	Työn sisältö.....	4
2	Kalliorakenteiden nykyiset suunnittelumenetelmät	5
3	Luotettavuuteen perustuva suunnittelu	7
3.1	Menetelmän perusteet.....	7
3.2	Parametrit ja datan käsittely.....	9
3.2.1	Tilastollisen päättelyn perusteet.....	9
3.2.2	Bayesin menetelmä	11
3.3	Työkalut vaurioitumistodennäköisyyden laskemiseksi.....	13
3.3.1	Monte Carlo -simulaatio.....	14
3.3.2	Ensimmäisen kertaluvun luotettavuusmenetelmä FORM.....	15
3.3.3	Piste-estimointimenetelmä PEM.....	16
3.3.4	Menetelmien vertailu.....	16
4	RBD-menetelmä kalliorakenteiden suunnittelussa.....	18
4.1	Aiempi tutkimus.....	18
4.2	Soveltuvuus kalliorakenteiden suunnitteluun	19
4.3	Epävarmuuden lähteet	19
4.3.1	Kallioparametrit	20
4.3.2	Laskentamallit.....	24
4.3.3	Muut lähteet.....	25
4.4	Marginaalifunktio.....	25
4.5	Haasteet	26
5	RBD-menetelmän käytännön soveltaminen kalliorakenteiden suunnitteluun	27
5.1	Laskennan vaiheet.....	27
5.2	Marginaalifunktion muodostaminen	27
5.3	Parametrien määrittäminen.....	28
5.3.1	Jakauman valinta.....	29
5.3.2	Parametrien epävarmuus	32
5.3.3	Parametrien jakauman päivitys Bayesian-menetelmällä.....	33
5.3.4	Parametrien välinen korrelaatio	34
5.4	Vaurioitumistodennäköisyyden laskeminen	34
5.5	Ohjelmistot	34
5.5.1	Excel-pohjaiset sovellukset	35
5.5.2	Numeerisen mallintamisen ohjelmistot	35
5.6	Tulosten merkitys.....	36
5.7	Yhteensopivuus määräysten ja käytäntöjen kanssa.....	37
6	Helsingin Olympiastadionin peruskorjauksen louhinnat	38
6.1	Kohteen kuvaus.....	38

6.2	Liukuvan lohkon tasosortuma.....	39
6.2.1	Marginaalifunktion määrittäminen	39
6.2.2	Parametrien määrittäminen.....	40
6.2.3	Tulokset	42
6.2.4	Vertailu deterministiseen laskentatapaan	42
6.3	Stadionin tornin painumat	42
6.3.1	Marginaalifunktion määrittäminen	42
6.3.2	Parametrien määrittäminen.....	44
6.3.3	Laskenta.....	49
6.3.4	Tulokset ja pohdintaa	52
6.3.5	Vertailu deterministiseen laskentatapaan	53
6.4	Laskelmien yhteenveto ja johtopäätökset.....	54
7	Johtopäätökset	55
	Lähdeluettelo.....	56

Merkinnät

COV	[%]	variaatiokerroin, Coefficient of Variation
C_d	[...]	marginaalifunktion mitoittavan suuren raja-arvo
E_i	[GPa]	ehjän kallion kimmomoduuli
FOS	[-]	varmuuskerroin
F_k	[N/m]	raon kitkavoima
G	[N/m]	kalliolohkon paino
G_k	[N/m]	kalliolohkon painon rakoa leikkaava komponentti
I	[kpl/m ²]	rakoilun intensiteetti
K	[...]	Bayesian-menetelmän normalisointivakio
K_F	[-]	Fisherin K
$L(\theta)$	[...]	otantamalli
N	[kpl]	rakojen lukumäärä
$P(E)$	[-]	tapahuman E todennäköisyys
R	[N, Pa]	kestävyys
S	[N, Pa]	kuorma
T	[...]	muunnosmalli
X	[...]	satunnaismuuttuja
a	[...]	lineaarisen muunnosmallin vakiotermi
a_n, a_s	[-]	raon jäykkyyden sovitetun käyrän termi
c	[MPa]	koheesio
e_n, e_s	[-]	raon jäykkyyden sovitetun käyrän termi
f'	[...]	<i>a priori</i> -jakauma
f''	[...]	<i>a posteriori</i> -jakauma
f_C	[...]	mitoittavan suureen C funktio
f_t	[...]	trendifunktio
g	[m/s ²]	putoamiskiihtyvyys
$g(\mathbf{X})$	[...]	marginaalifunktio parametrien \mathbf{X} funktiona
j_{kn}	[MPa/mm]	normaalijäykkyys
j_{ks}	[MPa/mm]	leikkausjäykkyys
k	[...]	gammajakauman parametri (tapahumien lukumäärä)
l	[m]	havaintopituus
m_i	[-]	Hoek Brown -kriteerin parametri
m_t	[...]	muunnoskerroin
n	[kpl]	havaintojen tai iteraatioiden lukumäärä
p_f	[-]	vaurioitumistodennäköisyys
r	[m]	raon säde
r_{xy}	[-]	Pearsonin korrelaatiokerroin muuttujille x ja y
s	[...]	tilastollista epävarmuutta kuvaava muuttuja
s^2	[...]	otosvarianssi
t	[...]	Poisson-jakauman aikaparametri
v	[...]	Poisson-jakauman parametri (tapahumataajuus)
w	[...]	luonnollista vaihtelua kuvaava muuttuja
\bar{x}	[...]	otoskeskiarvo
x_i	[...]	havainto satunnaismuuttujan X otannasta
z	[m]	syvyys kallionpinnasta
α	[°]	scanline ja raon välinen kulma

Ξ	[-]	mallin epävarmuus
ϕ	[-]	normaalijakauman kertymäfunktio
β	[-]	luotettavuusindeksi
γ	[-]	kiertymä
ε	[...]	virhetermi
ζ	[...]	lognormaalijakauman keskihajontaa kuvaava parametri
θ	[...]	Bayesian-menetelmällä päivitettävä parametri
λ	[...]	lognormaalijakauman odotusarvo
μ	[...]	keskiarvo
ρ	[kg/m ³]	tiheys
σ	[...]	keskihajonta
σ^2	[...]	varianssi
σ_h	[MPa]	kallion <i>in situ</i> -vaakajännitys
σ_n	[MPa]	raon normaalijännitys
σ_v	[MPa]	kallion <i>in situ</i> -pystyjännitys
σ_{xy}	[-]	muuttujien x ja y kovarianssi
φ	[°]	kitkakulma
χ	[-]	tilastollinen testisuure
ω	[°]	raon kaade

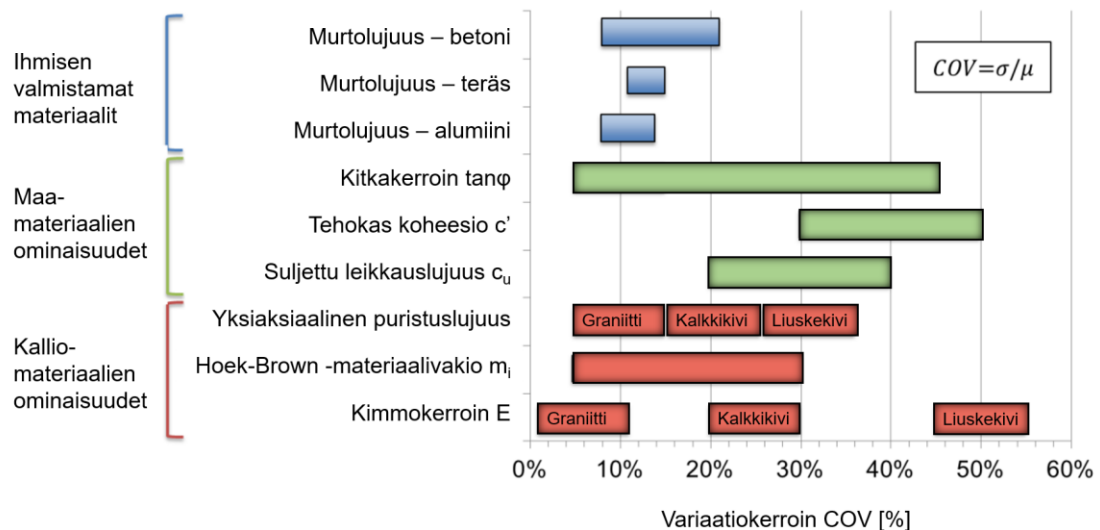
Lyhenteet

BEST	Bayesian Estimate Sample Toolkit
DFN	Discrete Fracture Network
ESR	Excavation support ratio
FORM	Ensimmäisen kertaluvun luotettavuusmenetelmä, First Order Reliability Method
GSI	Geological Strength Index
JCSS	Joint Committee on Structural Safety
ISO	International Organization for Standardization
ISSMGE	International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
PEM	Piste-estimointimenetelmä, Point Estimate Method
RBD	Luotettavuuteen perustuva suunnittelu, Reliability-Based Design
RC	Eurokoodien mukainen luotettavuusluokka
RMR	Rock Mass Rating
SFS-EN	Eurooppalaiseen standardiin perustuvan suomalaisen kansallisen standardin tunnus
UCS	Yksiakselialinen puristuslujuus, Uniaxial Compression Strength
YM	Ympäristöministeriö

1 Johdanto

1.1 Työn tausta

Kalliorakenteiden suunnittelussa on usein saatavilla vain vähäisiä ja epävarmoja lähtötietoja, mikä voi vaikeuttaa suunnittelutyötä. Kallion ominaisuuksia on riittävässä laajuudessa hankala ja osin kallis tutkia, eivätkä mittaustulokset aina ole kovin luotettavia. Laajasti käytössä olevat kallion luokitusmenetelmät ovat subjektiivisia, eli ne riippuvat paljon luokitusta tekevästä henkilöstä. Lisäksi kalliomassa on epäjatkuva ja heterogeeninen materiaali, jonka ominaisuudet vaihtelevat materiaalin sisällä, joten yksittäiset tutkimukset eivät välttämättä anna tarkkaa kuvaa alueesta. Verrattuna ihmisen valmistamiin materiaaleihin kallion ominaisuuksien vaihtelu on huomattavasti suurempaa. Kuva 1 havainnollistaa muutamien kalliomateriaalien ominaisuuksien tyypillistä vaihtelua verrattuna muihin materiaaleihin ns. variaatiokertoimen avulla. Variaatiokerroin ilmaisee prosenteissa parametrin hajonnan.



Kuva 1 Eri materiaalien luonnolliseen vaihteluun liittyviä tyypillisiä variaatiokertoimia (muokattu Langford (2013, s. 156) ja Cao et al. (2016, s. 109) mukaan).

Muun muassa edellä mainituista syistä suunnitteluun sopivien parametrien valinta pohjautuu nykyisellään pitkälti kokemukseen ja taulukoihin, joiden perusteella valinta tehdään usein melko konservatiivisesti. Etenkin kohteen suunnittelun alkuvaiheilla suunnittelijalla on monesti hyvin vähän varmaa tietoa rakennusmateriaalinsa ominaisuuksista ja käyttäytymisestä, jolloin arvioituun parametrin arvoon liittyy huomattava epävarmuus. Konservatiivisten parametrivalintojen lisäksi lähtötietojen epävarmuutta pyritään suunnittelussa yleisesti kompensoimaan käyttämällä erilaisia varmuuskertoimia. Kalliorakenteiden suunnittelussa käytetään etenkin niin sanottua kokonaisvarmuuskerrointa, jossa yhtä kerrointa käytetään kuvaamaan koko rakenteen epävarmuutta. Eurokoodien mukaisessa osavarmuuslukumitoituksessa sen sijaan varmuuskerroin on pilkottu osiin. Varmuuskerroin kohdistetaan erikseen joko kuormiin, materiaaliominaisuuksiin ja/tai kestävyYTEEN. Varmuuskertoimia ei kuitenkaan yleensä suhteuteta tilanteen epävarmuuteen. Tällöin konservatiivisten parametrivalintojen ja suurien varmuuskertoimien vuoksi rakenne usein ylimitoitetaan, mikä nostaa hankkeen kustannuksia. Vielä vakavampaa on, jos rakenne onkin alimitoitettu, koska lähtötietojen epävarmuutta ja sen vaikutusta raken-

teeseen ei ole osattu ottaa huomioon oikein. Varmuuskertoimien lisäksi myös herkkyyssanalyysin avulla voidaan suunnitelmasta tehdä vakaampi lähtötietojen vaihtelulle. Tämäkin voi kuitenkin johtaa ylimitoitukseen, jos varaudutaan hyvin epätodennäköisiin ääritapauksiin. Perinteisessä deterministisessä suunnittelussa epävarmuuden ja vaihtelun suuruutta ei arvioida kvantitatiivisesti, eikä eri parametrien epävarmuuden vaikutuksia määrittellä tarkasti. Saman varmuuskertoimen käyttö eri rakenteissa tai hankkeissa ei vastaa yhtäläistä varmuustasoa. Jos lähtötiedoissa on merkittävää epävarmuutta tai hajontaa, ei varmuuskerroin myöskään ole tae rakenteen luotettavuudesta.

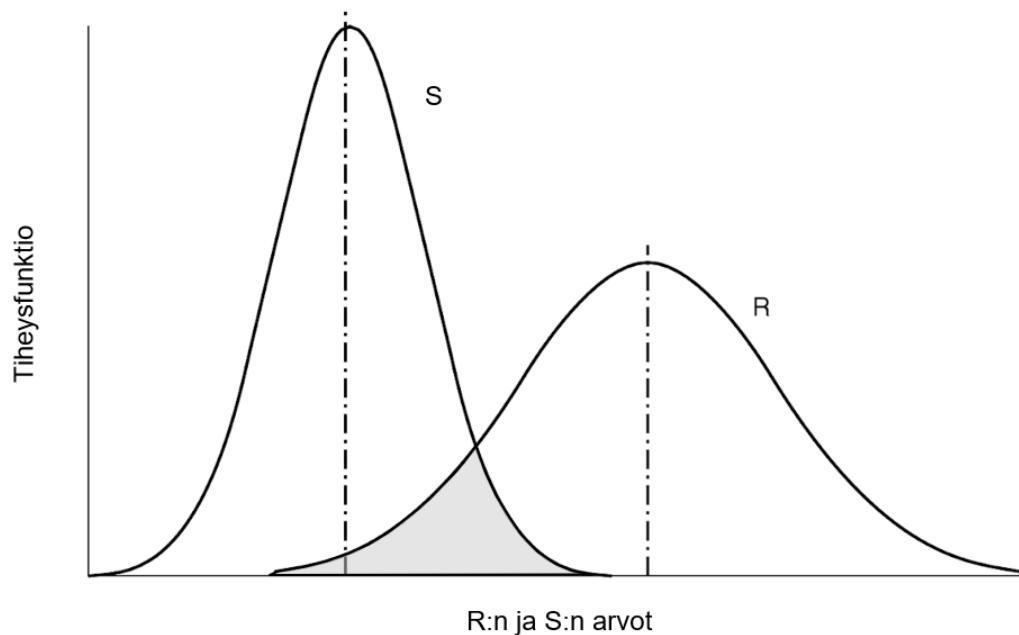
Vaihtoehtoinen lähestymistapa epävarmuuden hallintaan suunnittelussa on niin sanottu luotettavuuteen perustuva suunnittelu eli RBD (*Reliability-Based Design*). RBD pohjautuu todennäköisyyslaskentaan sekä tilastotieteisiin ja pyrkii huomioimaan tilanteeseen liittyvän epävarmuuden sekä vaihtelun kvantitatiivisesti. Parametrien determinististen arvojen sijaan laskennassa käytetään tilastollisia jakaumia. Lisäksi RBD mahdollistaa eri parametrien korrelaation huomioon ottamisen. Tuloksena saadaan arvio rakenteen vaurioitumistodennäköisyydelle, joka antaa enemmän tietoa kuin pelkkä kokonaisvarmuuskerroin. Arvioidussa vaurioitumistodennäköisyydessä otetaan huomioon parametrien herkkyydet ja epävarmuudet tapauskohtaisesti, joten se antaa tarkemman arvion rakenteen luotettavuudesta kuin varmuuskerroinmenetelmät.

Varmuuskerroinmenetelmän puutteita ja sen eroa luotettavuuden arviointiin perustuvaan menetelmään havainnollistaa yksinkertainen esimerkki, jossa rakenteen kestävyyttä kuvaa muuttuja R , ja siihen kohdistuvaa kuormaa S . Yleisesti voidaan sanoa, että rakenne ei murru, kun varmuuskerroin on vähintään yksi, eli

$$FOS = \frac{R}{S} \geq 1 \quad (1)$$

Jos kuormassa ja kestävyudessa on suurta vaihtelua tai epävarmuutta, on niiden hajonta suurta. Esimerkki kestävyuden ja kuormituksen todennäköisyysjakaumista eli tiheysfunktioista ja niiden keskiarvoista on nähtävissä kuvassa 2. Jos varmuuskerroin lasketaan kuvan parametrien keskiarvoilla, saadaan tulokseksi suurempi varmuuskerroin kuin 1. Vaikka varmuuskerroin eli keskiarvojen etäisyys olisi suuri, on kuitenkin suuren hajonnan vuoksi olemassa huomattava todennäköisyys, että kuorma ylittää rakenteen kestävyuden. Sen sijaan tarkastelemalla parametrien koko jakaumaa saadaan arvioitua rakenteen sortumisen todennäköisyyttä. Pelkkä varmuuskerroin ei ota huomioon parametreihin liittyvää epävarmuutta ja vaihtelua.

Luotettavuusanalyysi kehitettiin 1940-luvulla ja sitä on alun perin käytetty rakenne- ja lentokonesuunnittelussa (Wyllie & Mah 2004, s. 15). Rakennesuunnittelussa RBD-menetelmä on laajemmin käytössä, esimerkiksi rakenteiden Eurokoodien osavarmuuskerroinmenetelmä on yksinkertaistettu versio RBD-menetelmästä. Lisäksi Rakenteiden suunnitteluperusteet -Eurokoodissa todennäköisyysanalyysi on sallittu mitoitusmenetelmä, ja analyysin tekoon on ohjeistusta liitteissä B ja C (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, s. 57 ja s. 137-155). Rakenteiden luotettavuudesta on julkaistu myös standardi ISO 2394 (2015). Standardin puitteissa on laadittu esimerkkikoodisto luotettavuuteen perustuvalla suunnittelulla, Probabilistic Model Code (JCSS 2015).



Kuva 2 Kuorman ja kestävyysfunktion tiheysfunktio, joiden keskiarvot on merkitty pistekatkoviivalla. Varjostettu alue kuvaa todennäköisyyttä, että kuorma on suurempi kuin kestävyys. (Muokattu Baecher & Christian 2003, s. 304 mukaan).

Geotekniikassa menetelmä on herättänyt lisääntyneitä kiinnostusta tällä vuosituohannella (Baecher & Christian 2003, s. 13). Geotekniikan saralla menetelmän soveltamista ovat edistäneet muun muassa Phoon (Phoon et al. 2016a & 2016b) ja Christian (Christian & Hon 2004; Baecher & Christian 2003). RBD:n soveltuvuutta geotekniikkaan ja sen käyttöä osana Eurokoodeja on tutkittu vilkkaasti myös muun muassa kansainvälisen geotekniikan yhdistyksen ISSMGE:n piirissä. Suomessakin on kirjoitettu RBD:stä geotekniikassa suunnittelussa, esimerkiksi Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä -sarjassa (Korkiala-Tanttu & Löfman 2016). Vaikka Eurokoodi 7:ssä osavarmuuskertoimet ovat lähinnä empiirisiä eivätkä pohjautu todennäköisyyslaskentaan, on RBD-menetelmä mainittu tarkkailumenetelmän (englanniksi *observational design*) yhteydessä. Lisäksi tilastollinen analyysi on yksi sallituista ominaisarvon valinnan menetelmistä (SFS-EN 1997-1 + A1 + AC 2014, s.35 ja s. 28). Myös sekä ISO 2394 että JCSS:n Probabilistic Model Code sisältävät geotekniseen suunnitteluun tarkoitettuja osioita.

Kalliotekniikassa menetelmää on tutkittu huomattavasti vähemmän, vaikka ensimmäiset kansainväliset artikkelit aiheesta on julkaistu jo edellisellä vuosituohannella. RBD:tä on sovellettu lähinnä avokaivoksissa, joissa sitä on käytetty jo useita vuosia riskin ja taloudellisen hyödyn arviointiin (Hoek 2007, s. 22). Suomalaisia julkaisuja ei aiheesta löydy juuri lainkaan, ja Pohjoismaissakin siitä on kirjoitettu vain vähän, lähinnä Ruotsissa. Syynä vähäiseen kiinnostukseen on pidetty muun muassa sitä, että menetelmä koetaan vaikeaksi ja vieraaksi (Langford 2013, s. 3).

Koska luotettavuuteen perustuvaa suunnittelua ei vielä ole käytetty laajasti kalliorakenteiden suunnittelussa, siitä ei ole yhtenäistä ohjeistusta tai käytäntöjä. Menetelmä voi kuitenkin tuoda lisäarvoa etenkin vaativissa ja riskialttiissa suunnittelukohteissa. Kalliomasaan liittyy vääjäämättä monia muita rakennusmateriaaleja suurempi lähtötietojen epävarmuus, joten RBD voisi olla mahdollinen lisätyökalu tämän epävarmuuden hallintaan.

Jakaumien avulla pystytään myös kuvaamaan kallion ominaisuuksien luonnollista vaihtelua paremmin kuin deterministisellä arvolla. Ennen kaikkea RBD voisi antaa laajemman näkökulman suunnittelun luotettavuuden arviointiin.

1.2 Työn tavoitteet ja rajaus

Työn tavoitteena oli selvittää, soveltuuko luotettavuuteen perustuva suunnittelumenetelmä kalliorakenteiden suunnitteluun suomalaisissa olosuhteissa, ja miten se suhtautuu suomalaisiin käytäntöihin. Lisäksi etsittiin keinoja, joilla RBD:tä voitaisiin käytännössä toteuttaa lujitus- ja louhintasuunnittelussa. Työssä keskityttiin suomalaisiin geologisiin olosuhteisiin, joten menetelmää käsiteltiin suomalaisten käytäntöjen valossa.

Työssä tarkastellaan vain työn kannalta olennaisimpia RBD:n aspektoja, joten muun muassa systeemien luotettavuus ja tarkastelu menetelmän vaikutuksista rakentamisen tai suunnittelun kustannuksiin rajattiin pois. RBD:n soveltaminen kallion injektointisuunnitteluun rajattiin myös pois tämän työn laajuudesta.

1.3 Aineisto ja tutkimusmenetelmät

Luotettavuuteen perustuvan suunnittelun soveltuvuutta kalliorakenteiden suunnitteluun tutkittiin kirjallisuuskatsauksen keinoin, jonka pohjalta esitettiin käytännön sovelluksia. Näitä käytännön keinoja sovellettiin Helsingin Olympiastadionin peruskorjaushankkeen louhintoihin. Työssä tarkasteltiin todennäköisyysperusteisesti avolouhinnasta aiheutuvia Stadionin tornin perustusten painumia. Painumien laskenta tehtiin numeerisesti RS²-ohjelmistolla. Numeerisen mallinnuksen tuloksien perusteella arvioitiin tornin kallistumisen todennäköisyyttä. Lisäksi tehtiin yksinkertainen esimerkinomainen laskenta kallioleikkauksen luotettavuudesta lohkon tasosortuman suhteen.

1.4 Työn sisältö

Luku 2 käsittelee nykyisin yleisesti käytössä olevia menetelmiä kalliorakenteiden suunnittelussa. Katsaus tarjoaa perustan perinteisten ja luotettavuuden arviointiin pohjautuvien menetelmien vertailulle. Luvussa 3 esitellään luotettavuuteen perustuvan suunnittelun perusteet, jotka ovat työn teoreettinen pohja. Luvussa käsitellään suppeasti menetelmän keskeiset käsitteet ja työkalut sekä käydään lyhyesti läpi olennaisia tilastollisen päätelyn menetelmiä.

Luvuissa 4 ja 5 tutkitaan RBD:n soveltuvuutta kalliorakenteiden suunnitteluun. Luku 4.1 käsittelee työn aiheesta aiemmin tehtyjä tutkimuksia ja niiden johtopäätöksiä, ja seuraa-vissa luvuissa 4.2-4.4 pohditaan, miten menetelmä teoriassa sopii kalliorakenteiden suunnitteluun. Lisäksi luvussa 4.5 käsitellään menetelmän haasteita kalliorakenteiden suunnitteluun liittyen. Käytännön soveltamismahdollisuuksia esitellään luvussa 5.

Työn teoriaosuutta sovellettiin käytäntöön luvussa 6, jossa esitetään luotettavuuteen perustuvan suunnittelun menetelmillä laadittuja laskelmia Helsingin Olympiastadionin peruskorjauksen louhinnoista. Viimeisessä luvussa esitetään työn yhteenveto ja johtopäätökset.

2 Kalliorakenteiden nykyiset suunnittelumenetelmät

Kalliorakenteiden suunnittelussa yleisesti käytössä olevat menetelmät voidaan jakaa empiirisiin, analyttisiin sekä numeerisiin menetelmiin. Empiiriset menetelmät pohjautuvat kokemukseräiseen tietoon, eli laajan aineiston perusteella tehdään yleistyksiä samankaltaisille tapauksille. Analyttiset menetelmät perustuvat teorioihin kallion käyttäytymisestä. Myös numeeriset menetelmät hyödyntävät teoreettisia malleja, mutta materiaalin käyttäytyminen arvioidaan tietokonelaskennan avulla. Siten voidaan tutkia laajempia ja monimutkaisempia tapauksia kuin manuaalisesti laskemalla.

Kallioparametrien määrittämisessä käytössä on yleensä varovaisen keskiarvon periaate. Tavanomaisissa hankkeissa kalliotutkimuksia tehdään ennen rakentamisen aloittamista yleensä melko vähän, joten otokset ovat pieniä. Usein joistain parametreista ei ole saatavilla lainkaan kohdekohtaista tietoa, joten ne joudutaan arvioimaan kokemukseräisesti aiempien hankkeiden tai yleisten tietojen perusteella. Laskennoissa toimitaan usein myös konservatiivisten periaatteiden mukaan, jolloin valitaan huonoimmat parametrien arvot, joita kohteessa oletetaan olevan.

Kallion lujitusten suunnittelussa Suomessa yleisimmin käytössä oleva mitoitusmenetelmä on empiirinen Q-luokitukseen perustuva diagrammi. Diagrammin esittämät suositukset lujituksista on kalibroitu lukuisten viitekohteiden perusteella. Q-lukudiagrammin mukaisessa mitoituksessa ESR-luku, joka riippuu käyttötarkoituksesta, toimii ikään kuin varmuuskertoimena. ESR-luku kasvattaa suositeltujen lujitusten määrää muun muassa tietunneille sekä muille kriittisille kohteille ja puolestaan vähentää niitä vähemmän herkille kohteille, esimerkiksi vesitunneille.

Tietyissä tilanteissa suunnittelussa voidaan käyttää analyttisiä ratkaisuja. Niitä on kehitetty vain hyvin yksinkertaisille ongelmille, joten niiden käyttäminen vaatii monesti suuria yksinkertaistuksia esimerkiksi kallion ominaisuuksien ja geometrian suhteen. Käytännössä analyttisten menetelmien käyttö suunnittelussa onkin melko vähäistä (Sipola et al. 2018, s. 78). Muun muassa kallioluiskasta irtoavan lohkon liukuminen rakopintaa pitkin on tapaus, jossa analyttinen ratkaisu voi olla järkevä mitoitus tapa (Wyllie & Mah 2004, s. 14; Sipola et al. 2018, s. 78). Analyttisiä ratkaisuja käytettäessä lähtötietojen epävarmuutta ja yksinkertaistuksia pyritään yleensä kompensoimaan varmuuskertoimilla.

Tietokoneiden ja ohjelmistojen kehityksen myötä numeeristen laskentamenetelmien käyttö on yleistynyt. Erityisesti haastavissa ja geometrialtaan monimutkaisissa tapauksissa numeerinen mallinnus on hyödyllinen menetelmä. Tietokoneet ja laskentamenetelmät ovat nykyaikana melko kehittyneitä, joten suurimmat virheet tuloksissa johtuvat suunnitteluun liittyvistä oletuksista, lähtötiedoista sekä mahdollisista virheistä mallin rakentamisessa (Sipola et al. 2018, s. 79).

Nykyisin käytössä olevissa suunnittelumenetelmissä lähtötietojen epävarmuutta pyritään hallitsemaan valitsemalla konservatiiviset laskentaparametrit sekä erinäisillä varmuuskertoimilla. Epävarmuuden määrällä ei ole suoraa analyttistä kytköstä suunnittelun lopputulokseen. Epävarmoilla tiedoilla voidaan valita konservatiivisempi parametrin arvo tai korkeampi varmuuskerroin, mutta tarkkaa ja vertailukelpoista tietoa rakenteen luotavuudesta ei silti saada, sillä epävarmuuden suuruutta ei määritellä kvantitatiivisesti.

Empiirisillä menetelmillä suunnitellun rakenteen luotettavuutta on vielä vaikeampi arvioida kuin analyyttisillä tai numeerisilla, sillä menetelmät saattavat sisältää sisäänrakennettua varmuutta ja poikkeavuutta viitekohteista on vaikea määrittää. Nykyisistä suunnittelumenetelmistä poiketen luotettavuuteen perustuva suunnittelu pyrkii arvioimaan rakenteen luotettavuutta lähtötietojen ja suunnitteluun liittyvien laskentamenetelmien epävarmuuden perusteella.

3 Luotettavuuteen perustuva suunnittelu

Luotettavuuteen perustuvassa suunnittelussa pyritään määrittämään todennäköisyys, jolla rakenne käyttäytyy epätoivotusti. Kyseinen todennäköisyys lasketaan laskentaparametrien, kuten kallion ominaisuuksien, kuormien ja geometriaa kuvaavien parametrien tilastollisten jakaumien avulla. Parametrien jakaumien avulla voidaan huomioida lähtötietojen vaihtelu ja epävarmuus paremmin, kuin käyttämällä yksittäisiä deterministisiä arvoja. Yleisesti ottaen suurempi hajonta lähtötiedoissa johtaa suurempaan todennäköisyyteen, että rakenne ei toimi halutulla tavalla.

3.1 Menetelmän perusteet

Luotettavuuteen perustuvassa suunnittelussa rakenne mitoitetaan sallitun vaurioitumistodennäköisyyden mukaan. Vaurioitumistodennäköisyys (englanniksi *probability of failure*) on käsitteenä kiistelty, sillä se ei välttämättä tarkoita rakenteen sortumista tai edes vaurioitumista, vaan tapahtumaa, joka ylittää hyväksytyn käyttäytymisen rajat. Korvauksena on ehdotettu käsitettä ”epätoivotun tapahtuman todennäköisyys” (Johansson & al. 2016, s. 9). Yksinkertaisuuden vuoksi tässä työssä käytetään ensimmäisenä mainittua käsitettä.

Menetelmän runkona toimii niin kutsuttu marginaalifunktio, joka määrittelee rakenteen sallitun käyttäytymisen rajat. Marginaalifunktio jakaa kaikki mahdolliset tilanteet hyväksytyihin ja vaurioituneisiin. Funktio voi siis kuvata esimerkiksi murtumisehtoa tai määrittää suurimman sallitun siirtymän. Marginaalifunktion yleinen merkintä on $g(\mathbf{X})$, missä \mathbf{X} on marginaalifunktion muuttujista koostuva vektori (Ang & Tang 1984, s. 341). Marginaalifunktio voidaan esittää esimerkinomaisesti muodossa (Johansson & al. 2016, s. 7):

$$g(R, S) = R - S \quad (2)$$

missä g on marginaalifunktio
 R on kestävyys
 S on kuorma.

g , R ja S ovat satunnaismuuttujia, eli funktioita, jotka määrittävät satunnaisilmiön tuloksen eli tässä tapauksessa kuorman tai kestävyyyden arvon. Nämä funktiot ovat muuttujien todennäköisyysjakaumat, jotka ilmaisevat, kuinka todennäköinen kukin mahdollinen muuttujan arvo on. Usein R ja S ovat useiden eri parametrien jakaumista muodostuvia yhteisjakaumia. Rakenne on marginaalifunktion suhteen epästabiili, jos (Ang & Tang 1984, s. 342):

$$g(\mathbf{X}) < 0 \quad (3)$$

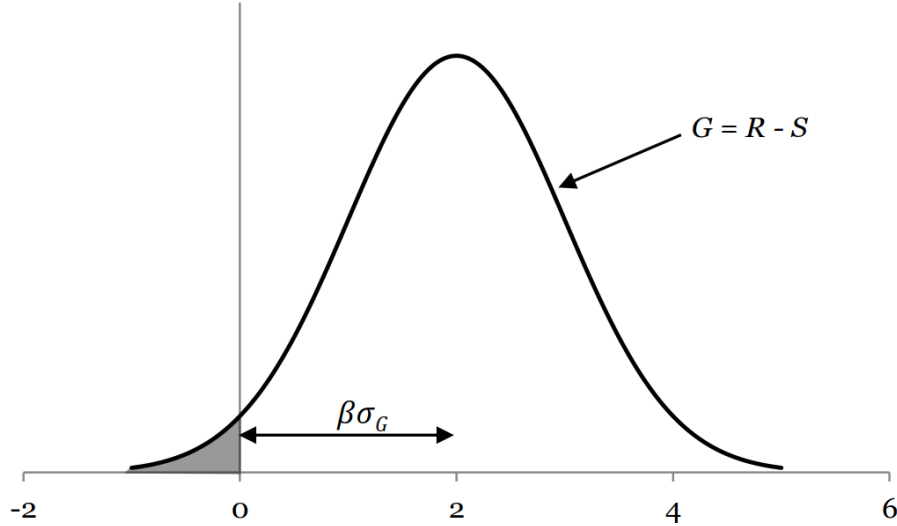
missä $g(\mathbf{X})$ on marginaalifunktio parametrin \mathbf{X} suhteen.

Täten todennäköisyys, että rakenne vaurioituu, on

$$p_f = P(g(\mathbf{X}) < 0) \quad (4)$$

missä p_f on vaurioitumistodennäköisyys
 $P(E)$ on tapahtuman E todennäköisyys.

Toisinaan on vaurioitumistodennäköisyyden sijaan helpompi määrittää rakenteelle luotettavuusindeksi β . Luotettavuusindeksin fyysinen tulkinta ilmaisee, kuinka monen keskihajonnan päässä rajatila eli $g(X) = 0$ on marginaalifunktion keskiarvosta (ks. kuva 3).



Kuva 3 Marginaalifunktion jakauma G ja luotettavuusindeksi β (muokattu Bjureland (2017, s. 8) mukaan). Varjostettu alue on vaurioitumistodennäköisyys p_f .

Jos R ja S ovat normaalijakautuneita ja eivät korreloi keskenään, on vaurioitumistodennäköisyyden ja luotettavuusindeksin välillä yhteys (Ang & Tang 1984, s. 338):

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) = \Phi(-\beta) \quad (5)$$

missä Φ on standardinormaalijakauman kertymäfunktio.

Tällöin luotettavuusindeksi voidaan laskea seuraavasti (Ang & Tang 1984, s. 346):

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} \quad (6)$$

missä μ_g on marginaalifunktion keskiarvo
 σ_g on marginaalifunktion keskihajonta.

Taulukossa 1 esitetään joitakin luotettavuusindeksin arvoja ja niitä vastaavia kaavalla 5 laskettuja vaurioitumistodennäköisyyksiä.

Taulukko 1 Eräitä luotettavuusindeksin arvoja ja niitä vastaavat vaurioitumistodennäköisyydet (Ang & Tang 1984, s. 338).

Luotettavuusindeksi β	0	0,67	1	1,28	1,65	2,33	3,10	3,72	4,25
Vaurioitumistodennäköisyys p_f	0,5	0,25	0,16	0,10	0,05	0,01	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}

Jos marginaalifunktion parametrit eivät ole normaalijakautuneita, ei yhteys luotettavuusindeksin ja vaurioitumistodennäköisyyden välillä ole yhtä yksiselitteinen. Luotettavuusindeksi on silti yleisesti käytössä oleva luotettavuuden mitta ja sen avulla on määritelty muun muassa Eurokoodien luotettavuusluokat (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, s. 138 ja s. 148).

Laskennallinen vaurioitumistodennäköisyyden arvo ei nimestään huolimatta kuitenkaan kuvaa tapahtumataajuutta perinteisen tilastollisen tulkinnan näkökulmasta. Tulkinnan mukaan tarkasteltava tapahtuma on satunnaisilmiö, jonka tapahtumataajuus voitaisiin määrittää rakentamalla suuri määrä samanlaisia rakenteita ja tarkkailemalla niiden käytöstä. Käytännössä tällainen lähestymistapa ei ole kovin hyödyllinen. Rakenteiden suunnittelussa tapahtuman todellista todennäköisyyttä on mahdoton määrittää, sillä se vaatisi valtavat määrät kokeellista tietoa ja muuttumattomat olosuhteet (JCSS 2015, s. 59-62).

Toinen tulkinta on nähdä laskettu todennäköisyys puhtaasti nimellisenä. Tällöin todennäköisyyslaskennassa ajatellaan olevan niin suuria yksinkertaistuksia ja kokemusperäisiä tulkintoja, ettei sen tuloksilla ole kytköstä todellisiin todennäköisyyksiin. (JCSS 2015, s. 59-62).

Kolmas tapa suhtautua todennäköisyyksiin on Bayesin näkökulma, jonka mukaan laskettu todennäköisyys on kokemuksen ja saatavilla olevan tiedon perusteella muodostettu paras mahdollinen arvio. Ero nimelliseen todennäköisyyšnäkökulmaan on se, että kaikki tiedossa olevat epävarmuuden lähteet otetaan huomioon parhaan mukaan. Tällöin ajatellaan todennäköisyysanalyysin tuloksien olevan keskimäärin lähellä totuutta. Yleisesti Bayesin näkökulmaa pidetään rakenteiden luotettavuuden määrittämiseen hyödyllisimpänä tulkintana, sillä se mahdollistaa datan käyttämisen ja tulosten hyödyntämisen monipuolisimmin. (JCSS 2015, s. 59-62; Christian & Hon 2004, s. 991 ja s. 1001).

3.2 Parametrit ja datan käsittely

Luotettavuusanalyysiä varten täytyy olennaisille laskentaparametreille määrittää todennäköisyysjakaumat ja niiden tilastolliset tunnusluvut. Jakauman muoto ja sitä kuvaavat tunnusluvut pyritään määrittämään tutkimustulosten, tilastollisen datan, havaintojen tai muiden lähtötietojen avulla. Tutkittavaa ominaisuutta voidaan pitää satunnaismuuttujana, jolla on tietty jakauma. Käytettävissä olevat tiedot ovat vain otos, joka on saatu ominaisuuden todellisesta arvojen jakaumasta. Tämä todellinen jakauma on tuntematon ja siitä esitetään arvio otoksen perusteella. Kuva 4 havainnollistaa, miten otos ja satunnaismuuttuja liittyvät toisiinsa. Tässä työssä käsitellyissä sovelluksissa voidaan olettaa otoksen olevan satunnaisotos, eli otoksen yksittäiset havainnot ovat riippumattomia ja todellinen populaatio pysyy vakiona. (Ang & Tang 2007, s. 248).

3.2.1 Tilastollisen päättelyn perusteet

Satunnaismuuttujia ja niiden jakaumia voidaan yksinkertaistetusti kuvata niiden tunnuslukujen avulla. Tunnusluvut ovat satunnaismuuttujan funktion parametrit, joista tunnetuimmat ovat keskiarvo ja keskihajonta. Erilaisille satunnaisilmiöille on määritetty erilaisia jakaumia, joista yksi yleisimmistä on normaalijakauma eli Gaussin jakauma. Kuvissa 2 ja 3 esiintyvät jakaumat ovat normaalijakautuneita. Toinen yleinen jakaumatyyppi on lognormaalijakauma, joka saa vain positiivisia arvoja.

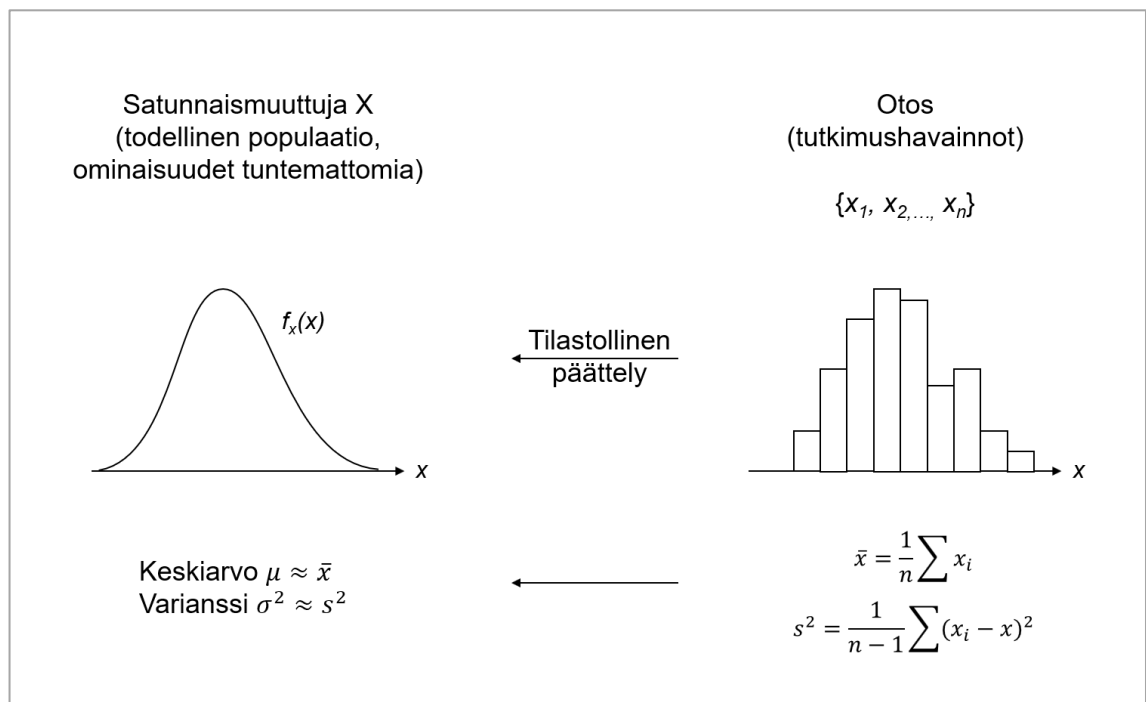
Jakaumia voidaan niiden tunnuslukujen avulla kuvata yksiselitteisesti funktioin. Yksinkertainen menetelmä otoksen jakauman tunnuslukujen selvittämiseen on momenttimenetelmä. Satunnaismuuttujan keskiarvoa ja keskihajontaa kutsutaan sen ensimmäiseksi ja toiseksi momentiksi. Momenttien kautta saadaan muodostettua kullekin jakaumatyypille ominaiset tunnusluvut. Normaalijakauman tunnusluvut ovat samat kuin ensimmäiset kaksi momenttia, eli keskiarvo ja keskihajonta, mutta muille jakaumatyypeille tunnusluvut johdetaan momenteista. Oletetaan, että on olemassa satunnaismuuttuja X , josta otetaan satunnaisotos, joka on suuruudeltaan n ja jonka arvot ovat (x_1, x_2, \dots, x_n) . Jos havaintojen lukumäärä on riittävän suuri, voidaan otoksen momenteja käyttää alkuperäisen satunnaismuuttujan momenttien estimaatteina (Mellin 2010, s. 50):

$$\mu_x \approx \bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (7)$$

$$\sigma_x^2 \approx s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (8)$$

$$\sigma_x \approx \sqrt{s^2} \quad (9)$$

missä μ_x on satunnaismuuttujan X odotusarvo
 \bar{x} on otoskeskiarvo
 σ_x^2 on satunnaismuuttujan X varianssi
 s^2 on otosvarienssi
 σ_x on satunnaismuuttujan X keskihajonta.



Kuva 4 Satunnaismuuttujan ja otoksen välinen yhteys (muokattu Ang & Tang (2007, s. 247) mukaan).

Kaavan 8 jakajassa oleva termi $n-1$ antaa pienemmille ($n < 30$) otoksille vääristymättömämmän arvion otosvarienssista, kuin perinteisessä varianssin kaavassa oleva jakaja n (Singh 2007, s. 404; Hoek 2007, luku 8 s. 4).

Otoskeskiarvon voidaan ajatella olevan itsessään satunnaismuuttuja, sillä sen arvo muuttuu otoksesta riippuen. Tällöin otoskeskiarvo on normaalijakautunut keskiarvolla $\mu_{\bar{x}} = \mu_x$ ja keskihajonnalla $\sigma_{\bar{x}}$ (Ang & Tang 2007, s. 255):

$$\sigma_{\bar{x}} = \frac{\sigma_x}{\sqrt{n}} \quad (10)$$

Luotettavuuteen perustuvassa suunnittelussa ominaisuuden hajontaa kuvataan useasti variaatiokertoimen eli COV:n (*coefficient of variation*) avulla (Ang & Tang 2007, s. 90):

$$COV = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (11)$$

Variaatiokerroin on hyödyllinen epävarmuuden mitta, sillä se on yksikötön ja ilmaisee suhteellisen hajonnan. Geotekniikassa on havaittu, että saman ominaisuuden variaatiokertoimet pysyttelevät maailmanlaajuisesti melko tarkasti samassa kokoluokassa. Tämä helpottaa kirjallisuudesta tai tietokannoista saatujen referenssiarvojen hyödyntämistä. (Uzielli et al. 2007, s. 1669).

Jos kaksi muuttujaa ovat toisistaan riippuvaisia, niitä kutsutaan korreloituneiksi. Lineaarisen korrelaation voimakkuutta ilmaistaan korrelaatiokertoimilla. Jatkuville muuttujille käytetään Pearsonin korrelaatiokerrointa (Mellin 2010, s.69 ja s.117):

$$r_{xy} = \frac{\sigma_{xy}}{\sigma_x \sigma_y} \quad (12)$$

$$\sigma_{xy} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}) (y_i - \bar{y}) \quad (13)$$

missä r_{xy} on Pearsonin korrelaatiokerroin kahdelle muuttujalle x ja y
 σ_{xy} on x:n ja y:n kovarianssi.

3.2.2 Bayesin menetelmä

Luvussa 2.2.1 mainittiin, että momenttimenetelmän käyttö on perusteltua, jos otoksen havaintoja on riittävän suuri määrä. Usein näin ei insinööritieteissä kuitenkaan ole, sillä havaintojen määrä on usein pieni. Tällöin arvioon syntyy auttamatta jonkinasteinen virhe. Jos lähtötietoja on vähän, voi olla hyödyllistä soveltaa kokemuseräistä tai vastaavista kohteista saatua tietoa tarkentamaan arviota. Bayesin menetelmän avulla subjektiivinen tieto voidaan integroida tilastolliseen päättelyyn systemaattisesti.

Tutkimustietoa tai havaintoja voidaan täydentää esimerkiksi tiedoilla vastaavista tapauksista, kyseessä olevan ominaisuuden yleisesti tiedossa olevista tyypillisistä arvoista tai intuitiivisilla ja kokemuseräisillä arvioilla. Näitä tietoja kutsutaan *a priori* -arvioiksi ja niitä vastaavaa tiheysfunktioita *a priori* -jakaumaksi. Jos saatavilla tieto käsittää vain ominaisuuden mahdolliset tai tyypilliset ääriarvot, voidaan käyttää tasajakaumaa, eli kaikki määritellyn skaalan arvot ovat yhtä todennäköisiä. (Aladejare 2006, s. 37-40).

Kun saadaan käyttöön tutkimustuloksia tai vastaavia tietoja, voidaan muodostaa funktio, joka yhdistää tulokset tutkittaviin parametreihin. Tätä kutsutaan uskottavuusfunktioiksi (englanniksi *likelihood-function*) tai otantamalliksi. Bayesin teoria yhdistää *a priori* -tiedon sekä tutkimustulokset (Ang & Tang 2007, s. 353):

$$f''(\theta) = KL(\theta)f'(\theta) \quad (14)$$

missä $f''(\theta)$ on päivitetty eli *a posteriori* -jakauma
 K on normalisointivakio, $K = [\int_{-\infty}^{\infty} L(\theta)f'(\theta)d\theta]^{-1}$
 $L(\theta)$ on otantamalli
 $f'(\theta)$ on alkuperäinen eli *a priori* -jakauma.

Normalisointivakion tehtävä on skaalata funktio, jotta kokonaistodennäköisyys on yksi.

Päivitetyt eli *a posteriori* -jakauman ratkaiseminen ei yleensä ole helppoa, elleivät *a priori* -funktio ja otantamalli ole niin sanottuja konjugaattijakaumia. Konjugaattijakaumat ovat jakaumatyyppien pareja, jotka kuuluvat samaan jakaumaperheeseen. Muutamia konjugaattipareja listataan taulukossa 2. Jos *a priori* -funktio ja otantamalli valitaan toistensa konjugaattipareiksi, on *a posteriori* -jakauman laskeminen yksinkertainen aritmeettinen operaatio. Muulloin joudutaan käyttämään kehittyneitä otantamenetelmiä yhdistettynä numeeriseen integrointiin. (Ang & Tang 2007, s. 365).

Taulukko 2 Konjugaattijakaumia (Ang & Tang 2007, s. 366-367)

Havaintojen jakauma	<i>A priori</i> -jakauma	<i>A posteriori</i> -jakauma	Tutkittava parametri	<i>A posteriori</i> -jakauman tunnusluvut
Normaali	Normaali	Normaali	μ (σ tunnettu)	$\mu''_{\mu} = \frac{\mu'_{\mu} \left(\frac{\sigma^2}{n} \right) + \bar{x} \sigma'^2_{\mu}}{\frac{\sigma^2}{n} + \sigma'^2_{\mu}}$ $\sigma''_{\mu} = \sqrt{\frac{\sigma'^2_{\mu} \times \frac{\sigma^2}{n}}{\sigma'^2_{\mu} + \frac{\sigma^2}{n}}}$
Lognormaali	Normaali	Normaali	λ (ξ tunnettu)	$\mu'' = \frac{\frac{u' \zeta^2}{n} + \sigma^2 \ln \bar{x}}{\frac{\zeta^2}{n} + \sigma^2}$ $\sigma'' = \sqrt{\frac{\frac{\sigma^2 \zeta^2}{n}}{\sigma^2 + \frac{\zeta^2}{n}}}$
Eksponenti- aali	Gamma	Gamma	λ	$v'' = v' + \sum_i x_i$ $k'' = k' + n$
Poisson	Gamma	Gamma	μ	$v'' = v' + t$ $k'' = k' + x$

λ on lognormaalijakauman odotusarvo

ζ on lognormaalijakauman keskihajontaa kuvaava tunnusluku

v on Poisson-, gamma- ja eksponentiaalijakauman parametri (tapahtumataajuus)

k on gammajakauman parametri (tapahtumien lukumäärä)

t on Poisson- ja gammajakauman aikaparametri

3.3 Työkalut vaurioitumistodennäköisyyden laskemiseksi

Yksinkertaisille marginaalifunktioille on olemassa analyyttinen ratkaisu vaurioitumistodennäköisyyden laskemiseksi, mutta useimmiten marginaalifunktiot koostuvat monista erilaisista satunnaismuuttujista, jolloin niistä muodostuu matemaattisesti monimutkaisia. Tällöin laskenta on tehtävä approksimoimalla tai simuloimalla. Seuraavissa luvuissa käsitellään muutamia yleisimpiä ja tämän työn kannalta olennaisimpia ja käyttökelpoisimpia menetelmiä.

Ratkaisuvaihtoehdot voidaan jakaa diskreetin ja satunnaisen otannan menetelmiin iteroinnin otantatavasta riippuen. Diskreetin otannan menetelmissä (esimerkiksi PEM ja FORM, ks. luvut 3.3.2 ja 3.3.3) muuttujien arvoja poimitaan määrätystä yksittäisestä pisteistä, kun taas satunnaisen otannan menetelmissä (esimerkiksi Monte Carlo -simulaatio) arvoja poimitaan muuttujan jakauman mukaan satunnaisesti (Langford 2013, s. 90). Toinen jaottelutapa perustuu siihen, kuinka tarkkaan parametrien jakaumat otetaan huomioon (Spross 2016, s. 35):

- tason I menetelmät kuvaavat epävarmuutta yksinkertaistetusti ominaisarvojen ja vastaavien osavarmuuskertoimien avulla (esimerkiksi Eurokoodien osavarmuuskerroinmenetelmä)
- tason II menetelmät esittävät epävarmuuden pelkästään momenttien avulla (esimerkiksi PEM, ks. luku 3.3.3)
- tason III menetelmät ottavat huomioon muuttujien jakaumat (esimerkiksi FORM ja Monte Carlo, ks. luvut 3.3.1 ja 3.3.2).

Toisinaan marginaalifunktiota ei voida muodostaa eksplisiittisesti, esimerkiksi silloin kun tehdään numeeriseen mallinnukseen perustuvia tarkasteluja. Tällöin marginaalifunktiosta voidaan esittää arvio esimerkiksi Response Surface -menetelmällä tai neuroverkoilla. Kun marginaalifunktiosta on saatu arvio, voidaan se ratkaista tavalliseen tapaan.

3.3.1 Monte Carlo -simulaatio

Monte Carlo -simulaatio on menetelmä, joka soveltuu laajasti erilaisille marginaalifunktiolle (Ang & Tang 2007, s. 200). Funktion ei tarvitse olla derivoitavissa tai muuten tietyssä muodossa. Vaatimuksena on, että kaikille satunnaismuuttujille on määritetty tiheysfunktio ja mahdollinen korrelaatiomatriisi.

Laskennan kulku on hyvin yksinkertainen:

1. satunnaislukugeneraattori muodostaa jokaiselle satunnaismuuttujalle arvon sille määritellystä jakaumasta.
 2. generoiduilla arvoilla lasketaan marginaalifunktion arvo.
 3. kohtia 1 ja 2 toistetaan n kertaa.
- Vaurioitumistodennäköisyys lasketaan kaavalla

$$p_f = \frac{n_f}{n} \quad (15)$$

missä n_f on tapausten lukumäärä, joissa marginaalifunktio on negatiivinen eli $g(\mathbf{X}) \leq 0$.

Mitä enemmän iteraatioita, sitä luotettavampi on vaurioisuustodennäköisyydelle saatu arvio. Menetelmän virhettä voidaan arvioida yhtälöllä:

$$\text{virhe [\%]} = 200 \sqrt{\frac{1-p_f}{np_f}} \quad (16)$$

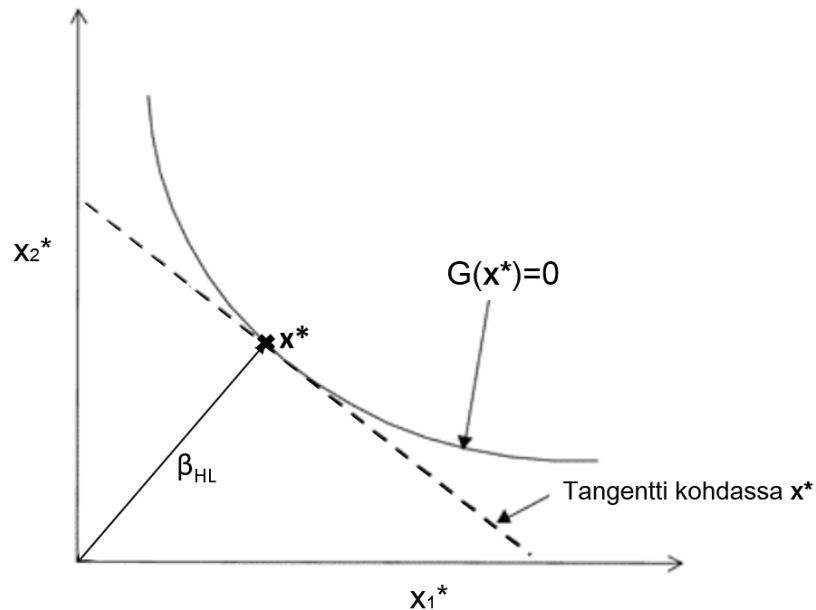
Simulaation tuloksessa on 95 % todennäköisyydellä pienempi virhe kuin yhtälön 16 mukaan laskettu prosentuaalinen virhe. Yhtälön avulla voidaan myös määrittää riittävä määrä iteraatioita, jotta saavutetaan haluttu tarkkuustaso. (Ang & Tang 1984, s. 292).

Riittävän suurilla iterointimäärillä menetelmä on hyvin tarkka ja sitä käytetäänkin usein muiden ratkaisumenetelmien validointiin. Jos halutaan saavuttaa hyvin pieni vaurioitumistodennäköisyys, tarvitaan toisaalta hyvin suuri määrä iteraatioita, sillä tarkkuuden on oltava suurempi. Tarkkuuden saavuttamiseen vaaditut suuret iteraatiomäärät ovatkin menetelmän heikkous, sillä iterointi vaatii laskentatehoa ja aikaa. Nykyään tietokoneet ovat kuitenkin yhä tehokkaampia, joten Monte Carlo -menetelmän käyttömahdollisuudet laajenevat jatkuvasti.

3.3.2 Ensimmäisen kertaluvun luotettavuusmenetelmä FORM

Ensimmäisen kertaluvun luotettavuusmenetelmä eli FORM (First Order Reliability Method), pohjautuu marginaalifunktion lineaariseen approksimaatioon. Menetelmän käyttämiseen vaaditaan marginaalifunktio, jolla on olemassa osittaisderivaatat. Lisäksi tarvitaan tieto muuttujien jakaumista ja mahdollisesta korrelaatiosta.

Eräs yleinen ja käyttökelpoinen versio menetelmästä on niin kutsuttu Hasofer-Lind -menetelmä. Laskentaparametrit muunnetaan niiden alkuperäisiä jakaumia vastaaviksi korreloimattomiksi standardinormaalijakauman parametreiksi ja selvitetään iteroimalla lyhin välimatka origon ja marginaalifunktion välillä. Kyseistä etäisyyttä vastaava piste marginaalifunktiolla on todennäköisin vaurioitumiseen johtava kombinaatio parametreista ja etäisyys on Hasofer-Lind -luotettavuusindeksi β_{HL} (ks. kuva 5). (Singh 2007, s. 599-602).



Kuva 5 Luotettavuusindeksi β_{HL} ja mitoituspiste \mathbf{x}^* Hasofer-Lindtin mukaisessa FORM-menetelmässä (muokattu Singh (2004, s. 601) mukaan).

Kyseessä on siis minimointitehtävä, jossa iteroimalla etsitään mitoituspistettä \mathbf{x}^* , joka on lähimpänä origoa ja täyttää ehdon $g = 0$. Etäisyys saadaan kaavalla:

$$\beta_{HL} = \sqrt{\mathbf{x}^{*T} \mathbf{x}^*} \quad (17)$$

Low ja Tang (2007) kehittivät Hasofer-Lind -menetelmän pohjalta uuden version, jossa parametreja ei tarvitse siirtää standardinormaalijakauman avaruuteen. Luotettavuusindeksi on tällöin lyhin etäisyys parametrien yhteisjakauman keskiarvosta marginaalifunktiolle. Etäisyys ratkaistaan laajenevan ellipsoidin avulla.

Jos laskentaparametrit ovat normaalijakautuneita sekä riippumattomia ja marginaalifunktio on lineaarinen, on luotettavuusindeksi tarkka. Muulloin FORM-menetelmän avulla syntyy approksimaation ja muunnoksien vuoksi virhettä. Etenkin marginaalifunktion voimakas epälineaarisuus aiheuttaa epätarkkuutta. (Ang & Tang 1984, s. 340-383).

FORM ei yleensä ole yhtä tarkka kuin Monte Carlo -simulaatio, mutta se vaatii huomattavasti vähemmän iteraatioita, mikä tekee siitä hyvän vaihtoehdon, jos vaaditaan hyvin pieni vaurioitumistodennäköisyys. Lisäksi sen avulla saadaan helposti laskettua parametrien suhteelliset herkkyudet lopputulokseen.

3.3.3 Piste-estimointimenetelmä PEM

Piste-estimointimenetelmä hyödyntää laskentaparametrien kolmea ensimmäistä momenttia arvioimaan vastaavasti marginaalifunktion kolmea momenttia. Koska parametrien jakaumia ei tarvitse määrittää, sopii menetelmä käytettäväksi etenkin silloin, kun tietoa jakauman tyypistä ei ole. PEM sopii myös korreloituneille parametreille ja se on laskennallisesti melko yksinkertainen menetelmä. (Singh 2007, s. 620).

Parametrien jakaumia approksimoidaan keskittämällä koko todennäköisyysmassa kahteen pisteeseen molemmiin puolin keskiarvoa. Marginaalifunktio arvioidaan kummassakin pisteessä jokaiselle parametrille, jonka jälkeen saadaan laskettua funktion odotusarvo ja varianssi. Näistä saadaan arvio luotettavuusindeksille ja siten vaurioitumistodennäköisyydelle. (Singh 2007, s. 622-624).

Jos satunnaismuuttujia on monta, on PEM kuitenkin raskas, sillä iteraatioiden määrä kasvaa suureksi. Tällöin voi olla järkevämpää valita Monte Carlo -simulaatio. Koska PEM sisältää merkittäviä yksinkertaistuksia, kuten muun muassa parametrien jakaumien muodon jättäminen huomiotta, on se epätarkempi kuin esimerkiksi Monte Carlo -simulaatio. PEM kuvaa etenkin marginaalifunktion jakauman ääripäitä ja epälineaarisia marginaalifunktioita huonosti. Yksinkertaisuutensa vuoksi menetelmää voidaan kuitenkin hyödyntää hyvin numeerisessa laskennassa.

3.3.4 Menetelmien vertailu

Tässä luvussa esitellyt menetelmät ovat yleisesti käytettyjä, mutta mikään menetelmä ei välttämättä sovellu kaikkiin tilanteisiin. Eri menetelmien etuja ja heikkouksia vertailaan taulukossa 3.

Taulukko 3 Marginaalifunktion ratkaisumenetelmien etuja ja heikkouksia.

Menetelmä	Lähtötietovaatimukset	Edut	Heikkoudet
Monte Carlo	Parametrien jakauma ja mahdollinen korrelaatio Marginaalifunktio Tarvittavien iteraatioiden määrä	Riittävillä iteraatiomäärillä hyvin tarkka. Soveltuu kaikenlaisille marginaalifunktiolle (Ang & Tang 2007, s. 200). Soveltuu myös numeeriseen mallinnukseen.	Vaadittaessa pientä vaurioitumistodennäköisyyttä iteraatioiden määrä on erittäin suuri. Ei ilmaise eri parametrien suhteellista herkkyyttä. (Langford 2013, s. 106)
FORM	Parametrien jakauma ja mahdollinen korrelaatio Derivoitavissa oleva marginaalifunktio	Mahdollistaa parametrien suhteellisten herkkyyksien laskemisen helposti. Nopea menetelmä.	Sisältää jonkin verran yksinkertaistuksia, jotka aiheuttavat virhettä (Ang & Tang 1984, s. 383). Voidaan käyttää vain derivoitaville marginaalifunktiolle. Parametrien jakaumat on muunnettava vastaviksi normaalijakaumiksi.
PEM	Parametrien ensimmäiset momentit ja mahdollinen korrelaatio Marginaalifunktio	Tehokas ja nopea menetelmä, jos satunnaismuuttujia on vähän. Ei vaadi tietoa parametrien jakauman muodosta. Soveltuu jossain määrin myös numeeriseen mallinnukseen.	Ei ota huomioon parametrien jakauman muotoa. Sisältää paljon yksinkertaistuksia, joten on epätarkka. Jos satunnaismuuttujia on paljon, kasvaa iteraatioiden määrä nopeasti hyvin suureksi. Kuvaa huonosti jakauman ääripäitä. Epälineaarisilla marginaalifunktiolla voi syntyä merkittäviä virheitä, kuten siirryttäessä elastisesta plastiseen käyttäytymiseen. (Langford 2013, s. 97-98)

4 RBD-menetelmä kalliorakenteiden suunnittelussa

4.1 Aiempi tutkimus

Kalliorakenteiden suunnittelussa luotettavuuteen perustuvan suunnittelun soveltaminen on käytännössä ollut vähäistä, vaikka menetelmä mainitaan muutamissa oppikirjoissakin yhtenä mitoitusmenetelmänä (Wyllie & Mah 2004, s. 15-20; Hoek 2007, luku 8). Kalliotekniikassa RBD:n pioneereja olivat avokaivokset. Kallioliuskien stabiliteetin määrittämisestä luotettavuuteen perustuvan suunnittelun menetelmin löytyykin hyvin kirjallisuusaineistoa. Muun muassa Park et al. (2005), Jimenez-Rodriguez et al. (2006) ja Low (2007) ovat käsitelleet julkaisuissaan kallioliuskien stabiliteettia RBD:n keinoin.

Tunnelin todennäköisyyspohjaisen lohkoanalyysin ovat esittäneet esimerkiksi Low & Einstein (2013). Muun muassa Liu & Low (2017), Lü et al. (2011) ja Napa-García et al. (2017) ovat tehneet luotettavuusanalyysyjä tunnelien ja maanalaisten tilojen stabiliteetista, joissa marginaalifunktio on muotoiltu siirtymien, jännitysten sekä lujituksen kapasiteetin raja-arvojen avulla. Langford & Diedrichs (2013) tutkivat tunnelin tuentojen luotettavuuteen perustuvaa suunnittelua.

Yksittäisten suunnittelutilanteiden ratkomisen lisäksi luotettavuuteen perustuvan suunnittelun soveltamista kalliorakenteiden suunnitteluun on tutkittu yleisemmälläkin tasolla. Liu ja Low (2018) esittävät esimerkkilaskelmien perusteella, että RBD voi täydentää Eurokoodien mukaista osavarmuuskerroinmenetelmää kalliorakenteiden suunnittelussa etenkin sellaisissa tilanteissa, joissa varmuuskerroinmenetelmä ei ole soveltuva tai kykene ottamaan kaikkia tilanteen ominaispiirteitä huomioon. Langford (2013) tutkii väitöskirjassaan luotettavuuteen perustuvan suunnittelun eri aspekteja ja menetelmän soveltamista kalliorakenteiden suunnitteluun. Työssä on esitetty muun muassa metodiikka, joka ottaa huomioon kalliomassaan ja jännitystilaan liittyvät epävarmuuden lähteet. Langfordin mukaan RBD-menetelmän integrointi kalliorakenteiden suunnitteluun tuottaa useita etuja, kuten mahdollisuuden luotettavuuden ja kustannusten optimointiin.

Pohjoismaissa luotettavuuteen perustuvan suunnittelun soveltamisesta kalliorakenteiden suunnitteluun on kirjoitettu lähinnä Ruotsissa Kungliga Tekniska Högskolanissa. Stille et al. (2003; 2005), Johansson et al. (2016), Bjureland (2017) ja Spross (2014; 2016) ovat tutkineet menetelmän käyttöä etenkin osana tarkkailumenetelmää Eurokoodien puitteissa. Julkaisuissa päätellään RBD:n olevan mahdollinen keino epävarmuuden määrittämiseen kalliorakenteiden suunnittelussa, mutta todetaan sen vaativan vielä muutamia tarkennuksia ja suunnitteluohjelmistojen kehittämistä ennen laajempaa käyttöä.

Luotettavuusanalyysin lähtötiedoista eli kallioparametrien vaihtelun määrästä ja mallien epävarmuudesta löytyy kirjallisuudesta vähemmän tuotoksia kuin laskentamenetelmistä. Menetelmiä kallioparametrien epävarmuuden ja vaihtelun kvantifiointiin ovat esittäneet muun muassa Einstein ja Baecher (1983). Cai (2001) tarkastelee kallion ominaisuuksien epävarmuutta GSI-järjestelmän avulla. Muun muassa Aladejare ja Wang (2016), Phoon et al. (2016a) ja Look (2007) ovat koonneet tyypillisiä kallioparametrien arvoja. Kallioparametrien välisen korrelaation vaikutusta ja esittämistä RBD:ssä ovat tutkineet Aladejare ja Wang (2017) sekä Wang ja Aladejare (2015). Laskenta- ja muunnosmallien virhettä ja epävarmuutta näyttää olevan tutkittu valitettavan vähän. Phoon et al. (2016a) ja Feng (2015) esittävät arvioita muutamien mittaukseen ja muunnosmalleihin liittyvien epävarmuuksien suuruuksista.

Kansainvälisessä kirjallisuudessa luotettavuuden arviointiin perustuvia menetelmiä on sovellettu laajasti erilaisiin kalliorakentamisen lujitus- ja stabiiliteettiongelmiin. Vaurioitumistodennäköisyyden ratkaisemiseksi on käytetty eri menetelmiä, joista yleisimmät ovat Monte Carlo sekä FORM. Suurimmassa osassa mainituista lähteistä parametrejä ei kuitenkaan ole johdettu oikean projektin lähdetiedoista, vaan ne ovat esimerkinomaisia ja sisältävät paljon oletuksia. Etenkin kallioparametrien välinen korrelaatio perustuu monissa julkaisuissa oletuksiin, jos sitä edes on huomioitu. Epävarmuuden eri lähteitä ei ole eritelty yhdessäkään mainituissa julkaisuissa, eikä spatiaalista korrelaatiota (ks. luku 4.3.1) huomioitu. Analyysit ovat monesti myös hyvin teoreettisia ja geometrisesti monimutkaisimmissa tapauksissa matemaattisesti työläitä yksinkertaisten suunnittelumetodien ja -ohjelmien puuttuessa. Käytännön suunnittelutyöhön soveltuva valmista ohjeistusta on siis melko vähän.

4.2 Soveltuvuus kalliorakenteiden suunnitteluun

Luvun 4.1 kirjallisuuskatsauksessa esitellyissä töissä on sovellettu luotettavuuden arviointiin perustuvaa menetelmää useisiin tyypillisiin kalliorakenteiden suunnittelutilanteisiin. Ainakin vastaavia tilanteita pystytään siis ratkomaan RBD-menetelmällä, eli se on vähintäänkin osittain soveltuva kalliorakenteiden suunnitteluun. Käytännössä menetelmän käyttöä voivat kuitenkin vaikeuttaa erinäiset haasteet, joita käsitellään tarkemmin luvussa 4.5.

Helpointa luotettavuuteen perustuvan suunnittelun soveltaminen on tilanteissa, joissa kuormaa ja rakenteen kestävyyttä voidaan tarkastella erillisinä. Tietyillä analyttisillä ratkaisuilla ja etenkin numeerisilla menetelmillä voidaan kuitenkin käsitellä monimutkaisempiakin tapauksia. Koska RBD vaatii yleensä enemmän vaivaa ja laskentamenetelmästä riippuen myös aikaa kuin esimerkiksi empiiriset menetelmät, se soveltuu etenkin suuriin ja riskialttiisiin hankkeisiin. (Johansson et al. 2016, s. 51-54).

Luotettavuuteen perustuvien menetelmien käyttö voi antaa lisäarvoa perinteiseen suunnitteluun etenkin silloin, kun kallioparametrien korrelaatio vaikuttaa lopputulokseen tai tietty parametri vaikuttaa tilanteesta riippuen joko kuormana tai tukena (Liu & Low 2018, s. 50). Jälkimmäinen on tyypillistä kalliotekniikassa, jossa kallio toimii sekä rakenteena että kuormana. RBD on myös hyödyllinen eri suunnitelmavaihtoehtojen vertailussa, sillä sen avulla pystytään tuottamaan vertailukelpoisia vaurioitumistodennäköisyyksiä, toisin kuin varmuuskertoimia käytettäessä.

RBD on jo yleisesti hyväksytty menetelmä rakennesuunnittelussa ja geotekniikassakin sen käyttö on yleistymässä. Kalliorakenteiden suunnittelu eroaa kuitenkin pohjarakenteiden ja rakenneteknisestä suunnittelusta muun muassa siksi, että kallio voi toimia sekä rakenteena että kuormana. Siksi kaikkia muilla suunnittelualoilla käytettäviä käytännön menetelmiä ei välttämättä voida soveltaa suoraan. Seuraavissa luvuissa käsitellään luotettavuuteen perustuvaa suunnittelua kalliotekniikan näkökulmasta.

4.3 Epävarmuuden lähteet

Luotettavuuteen perustuvassa suunnittelussa on pyrittävä poistamaan tai kvantifioimaan laskentatapaukseen liittyvät epävarmuuden lähteet niin hyvin kuin mahdollista. Jos satunnaismuuttujaa pystytään kuvaamaan täysin todenmukaisesti, on arvio sekä tarkka että harhaton. Tarkkuus kuvaa sitä, että arvion hajonta on pieni, kun taas harha eli vääristymä

merkitsee systemaattista virhettä keskiarvossa. Tarkkuutta on kalliorakenteiden suunnittelussa usein hankala saavuttaa lähtötietojen puutteen vuoksi, mutta vääristymää olisi syytä välttää niin hyvin kuin mahdollista. (Singh 2007, s. 403).

Suunnittelussa esiintyvä epävarmuus voidaan jakaa kahteen ryhmään: aleatorinen sekä episteeminen epävarmuus. Aleatorinen epävarmuus kattaa kaiken luonnostaan esiintyvän vaihtelun, kuten kallioparametrien luonnollisen hajonnan kalliomassan sisällä. Tätä epävarmuutta ei käytännössä voida poistaa, vaikka tutkimusten määrää lisättäisiin. Episteeminen epävarmuus liittyy tiedon puutteeseen ja sitä voidaan vähentää esimerkiksi kenttä-tutkimuksilla tai kehittämällä parempia laskentamalleja. Episteemiseen epävarmuuteen kuuluu muun muassa mittausvirheen epävarmuus kokeissa ja kenttätutkimuksissa, tilastollinen epävarmuus sekä laskentamallin yksinkertaistusten aiheuttama epävarmuus. (Ang & Tang 2007, s. 2).

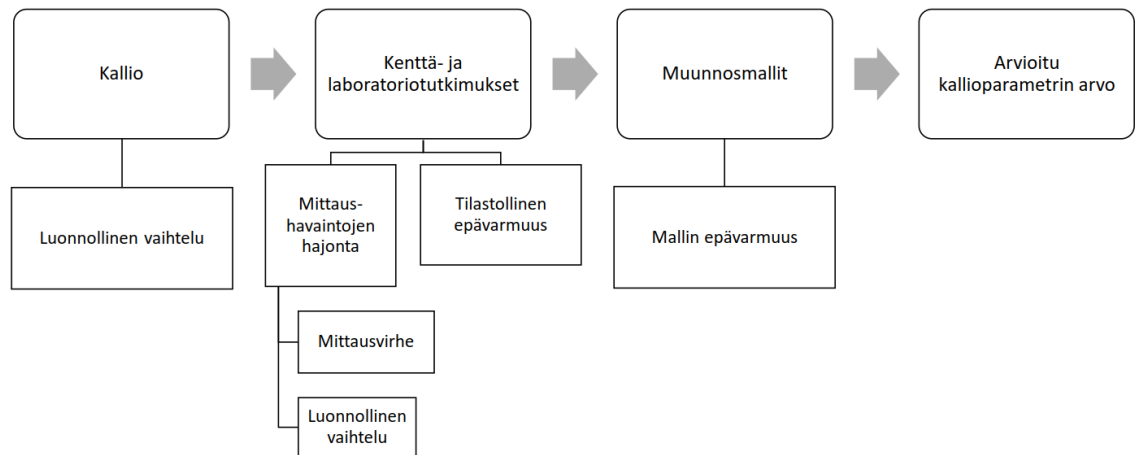
Epävarmuutta voidaan kuvata laskentatuloksessa kahdella eri tavalla. Ensimmäinen vaihtoehto on ilmaista koko epävarmuus vaurioitumistodennäköisyyden suuruudessa. Toinen vaihtoehto on eritellä aleatorinen ja episteeminen epävarmuus, sisällyttää ensin mainittu vaurioitumistodennäköisyyden suuruuteen ja ilmaista jälkimmäinen vaurioitumistodennäköisyyden virhemarginaalina tai jakaumana. Jos käytetään jälkimmäistä tapaa, on luonnollisestikin pystyttävä erittelemään aleatorisen ja episteemisen epävarmuuden osuudet. Tällöin vaurioitumistodennäköisyyttä pidetään satunnaismuuttujana, jonka keskiarvo riippuu aleatorisesta epävarmuudesta ja hajonta episteemisestä. Käytännössä aina ei ole saatavilla riittävästi dataa, jotta jaottelu olisi järkevää (Uzielli et al. 2007, s. 1673). (Ang & Tang 1984, s. 390-392 ja s. 406-407).

Aleatorisesta ja episteemisestä vain ensimmäinen vaikuttaa todelliseen vaurioitumistodennäköisyyteen. Koska yleensä epävarmuuden lähteitä ei eritellä, vaan esitetään koko epävarmuus vaurioitumistodennäköisyyden suuruudessa, on laskennallinen vaurioitumistodennäköisyys yleensä suurempi kuin todellisuudessa havaittu vaurioitumisen taajuus. (Wang et al. 2015, s. 117-118).

4.3.1 Kallioparametrit

Kalliomassaa ja kalliomateriaalia kuvaavien parametrien olennaisimmat epävarmuustekijät ovat kallion ominaisuuksien luonnollinen vaihtelu, mittausvirhe, statistinen epävarmuus sekä mahdollinen muunnosmallin aiheuttama epävarmuus. Eri lähteet osana parametrin arviointiprosessia esitetään kuvassa 6.

Parametrin epävarmuuteen vaikuttaa myös tutkimusten maantieteellinen kattavuus. Toisinaan joudutaan arvioimaan laajan alueen kallio-ominaisuuksia vain yksittäisistä, piste-mäisistä mittauksista, tai mittauksista, jotka eivät sijaitse tarkasteltavassa paikassa vaan jossakin lähetyvillä. Tätä epävarmuutta on vaikea määritellä kvantitatiivisesti.



Kuva 6 Kallioparametrien arviointiin liittyvät epävarmuuden lähteet (muokattu Phoon ja Kulhawy (1999a, s. 613) mukaan).

Kalliorakenteiden suunnittelussa ovat tyypillisiä subjektiivisesti määritellyt laskentaparametrit, jotka yleensä kumpuavat empiirisistä menetelmistä. Tällaisia ovat esimerkiksi kallioluokitusjärjestelmät, kuten Q-luku ja GSI. Subjektiivisia parametreja käytetään usein arvioimaan muiden parametrien arvoja. Koska parametrit ovat tulkinnanvaraisia, voi niiden arvo samalle kohteelle vaihdella eri geologien määrittämänä. Tästä syntyy merkittävää epävarmuutta, jota on hyvin vaikea kvantifioida.

Luonnollinen vaihtelu

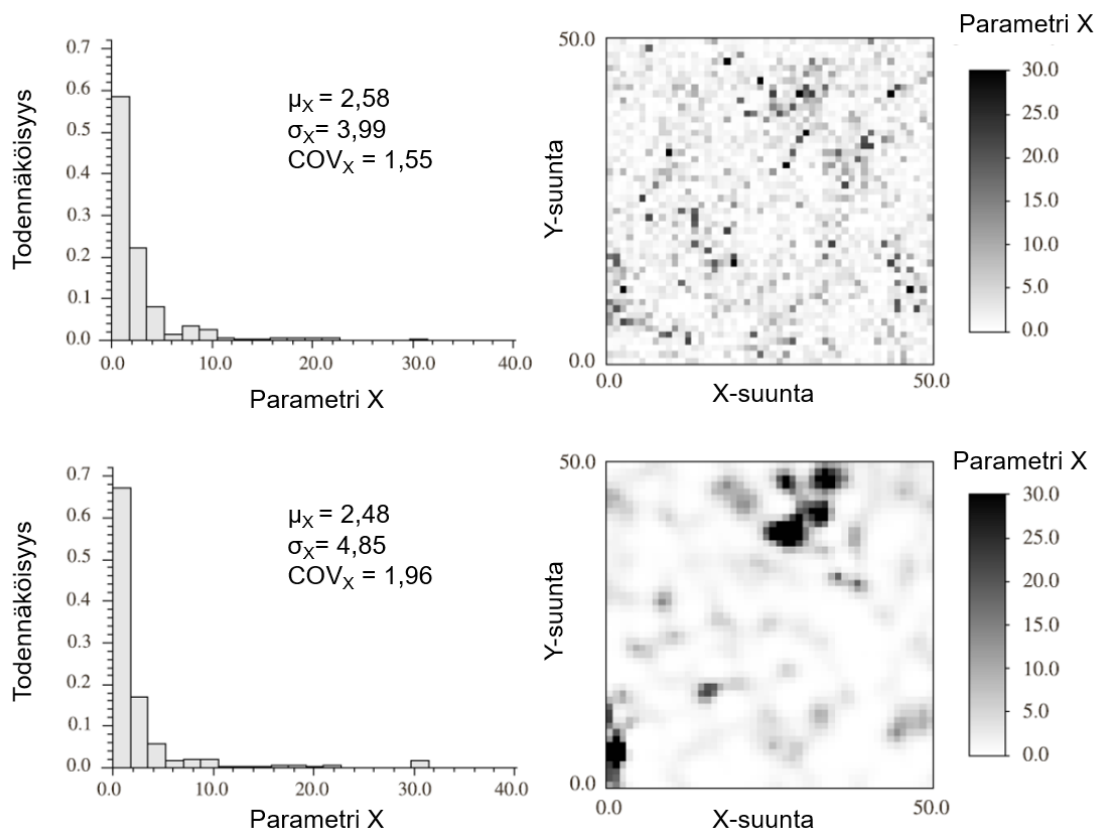
Luonnollinen vaihtelu kallioparametreissa johtuu kallion geologisesta syntyperästä ja prosesseista. Kallioparametrien vaihtelevuutta on tutkittu vain vähän, jopa vähemmän kuin maaparametrien, vaikka se on mahdollisesti vielä monimutkaisempi ilmiö (Phoon et al. 2016b, s. 25). Kalliomassan ominaisuuksien lisäksi kalliorakenteiden suunnittelussa merkittävä tekijä on kallion rakoilu, joka aiheuttaa huomattavaa epävarmuutta.

Vaihtelua voidaan kuvata jatkuvan trendin, kuten ominaisuuden muutoksen syvyyden myötä, tai heterogeenisyyksien, eli ominaisuudessa lyhyellä etäisyydellä tapahtuvien suurien muutoksien, perusteella. Heterogeenisyyksien, kuten rakojen ja ruhjeiden vaihtelun mallintaminen voidaan tehdä esimerkiksi DFN-menetelmällä, jossa epäjatkuvuuksien suunta, tiheys, koko sekä volumetrinen intensiteetti on esitetty todennäköisyysjakaumin (Stille et al. 2003, s. 76-77). Kalliorakojen sijaintia voidaan tarkastella myös erilaisilla stokastisilla malleilla, mm. Baecher-mallilla (Baecher et al. 1977).

Parametrin vaihtelua kalliossa ei voida tarkasti kuvata pelkästään momenttien eli keskiarvon ja keskihajonnan avulla, vaan vaaditaan tietoa siitä, kuinka ominaisuus vaihtelee pisteestä toiseen ja kuinka se korreloi viereisten pisteiden kanssa. Tätä kutsutaan spatiaaliseksi korrelaatioksi. Spatiaalisen korrelaation voimakkuutta voidaan kuvata ns. korrelaation pituuden avulla. Korrelaation pituus ilmaisee, kuinka epätasaisesti ominaisuuden arvot ovat jakautuneet kalliomassan sisällä, eli kuinka voimakkaasti arvot ovat järjestäytyneet rykelmiin. Stabiileetin kannalta voi olla merkittävä ero sillä, onko kallion ominaisuuksien epäedullisimmat arvot ryhmittyneet ja muodostavat heikkousvyöhykkeitä, vai ovatko ne yksittäisiä pisteitä kalliomassan seassa. Esimerkiksi kuvan 7 kahdella parametrilla on lähes sama keskiarvo ja keskihajonta, mutta ero parametrin arvojen jakautumisessa X-Y -tasossa on suuri. Kun spatiaalinen korrelaatio on voimakasta, korostuu usein

parametrien epäedullisten arvojen merkitys rakenteen luotettavuuden kannalta. Spatiaalisen korrelaation merkitykseen vaikuttaa myös tarkasteltavan alueen koko suhteessa korrelaation pituuteen.

Spatiaalisen korrelaation määrittämiseksi vaaditaan suuret määrät tutkimuksia. Kallion ominaisuuksien korrelaation pituutta on tutkittu melko vähän, joten myös referenssiarvojen löytäminen korrelaation pituudelle on vaikeaa. Jos riittävästi dataa ei ole saatavilla, on tyydyttävä kuvaamaan luonnollista vaihtelua momenteina ja olettaa, että arvot ovat jakautuneet satunnaisesti kalliomassan sisällä. Tämä lisää jälleen parametrin arviointiin liittyvää epävarmuutta.



Kuva 7 Kahden parametrin jakaumat ja spatiaalinen vaihtelu: heikko korrelaatio (yllä) ja voimakas korrelaatio (alla) (muokattu El-Ramly et al. (2002, s. 667) mukaan).

Mittausvirhe

Mittausvirhe syntyy mittalaitteiden tai -menetelmien epätarkkuudesta, väärästä käytöstä, huonosta kalibroinnista tai muista poikkeavuuksista. Virhe voi olla systemaattista vääristymää tai jakautunut satunnaisesti keskiarvon ympärille. Ensimmäinen voi johtua esimerkiksi väärästä kalibroinnista ja se pystytään korjaamaan yksinkertaisella korjauskertomella. Jälkimmäinen taas aiheuttaa mittauksien hajontaa. Yleensä se voidaan ottaa huomioon määrittämällä virheelle normaalijakauma, jonka keskiarvo on 0 ja jonka keskihajonta kuvaa oletettua satunnaisvirheen suuruutta. Usein satunnaisvirhe on melko pieni suhteessa muihin epävarmuustekijöihin ja voidaan jättää huomioitta. (Einstein & Baecher 1983, s. 52).

Tilastollinen epävarmuus

Tilastollinen epävarmuus johtuu mittaustulosten pienestä määrästä. Mitä suurempi otos, sitä lähempänä otoksen avulla arvioidut estimaattorit ovat todellisia populaation parametreja. Tilastollisen epävarmuuden vaikutusta siihen, kuinka hyvin otoksen keskiarvo vastaa populaation odotusarvoa, kuvataan kaavalla (Uzielli et al. 2007, s. 1664):

$$COV_{\mu_x} = \frac{\sigma_x}{\mu_x \sqrt{n}} \quad (18)$$

missä COV_{μ_x} on odotusarvon tilastolliseen epävarmuuteen liittyvä variaatiokerroin.

Muunnosmallin epävarmuus

Muunnosmalleihin liittyvää epävarmuutta syntyy, kun laskentaparametrit joudutaan johdamaan muiden ominaisuuksien mittaustuloksista. Muunnos tehdään yleensä empiirisesti määritetyillä menetelmillä, mutta jos riittävästi dataa on saatavilla, muunnosfunktio voidaan myös määrittää tapauskohtaisesti regressioanalyysin avulla. Kallion ominaisuuksia on usein vaikea mitata suoraan, muun muassa vetolujuuden mittaaminen tehdään epäsuorasti. Lisäksi kalliotekniikassa mittakaavalla on suuri vaikutus. Monesti voidaan tutkia vain kalliomateriaalin ominaisuuksia, joista sitten johdetaan kalliomassan ominaisuuksia empiirisesti. Muunnosmallin epävarmuus liittyy tutkittavaan parametriin kaavan 19 mukaisesti (Phoon ja Kulhawy 1999b, s. 628).

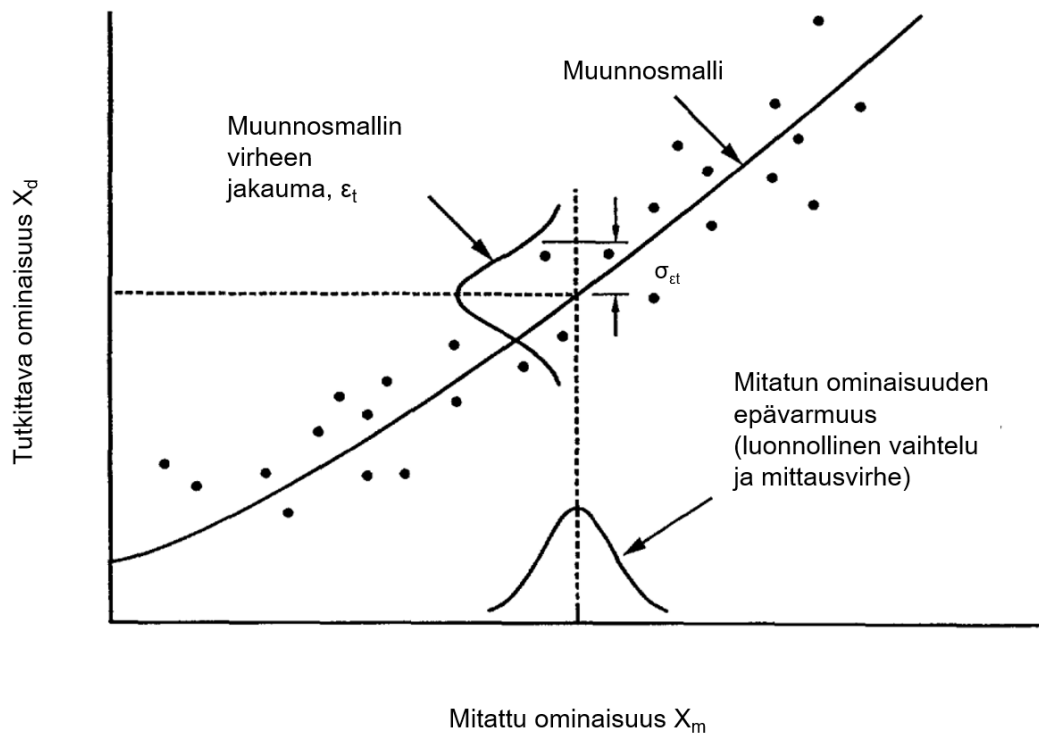
$$X_d = T(X_m, \varepsilon_t) \quad (19)$$

missä X_d on tutkittava parametri
 T on muunnosmalli
 X_m on alkuperäinen parametri
 ε_t on muunnosmallin virhettä kuvaava satunnaismuuttuja

Muunnosmalli voi olla regressiomalli (kuten kuvassa 8), taulukko tai luokitusmenetelmä. Muunnosmallin virhettä kuvataan usein satunnaismuuttujana, jonka keskiarvo on nolla ja keskihajonta σ_{ε_t} (Phoon ja Kulhawy 1999b, s. 626). Lineaarisille muunnosmalleille kaava 19 saadaan muotoon (Phoon & Kulhawy 1999b):

$$X_d = (\mu_t + \varepsilon_t)(X_m + a) \quad (20)$$

missä μ_t on muunnoskertoimen keskiarvo
 a on mahdollinen muunnosmallin vakiotermi.



Kuva 8 Muunnosmalli (muokattu Phoon ja Kulhawy (1999b, s. 626) mukaan).

4.3.2 Laskentamallit

Insinööritieteissä käytettävät mallit, joilla kuvataan materiaalien ja ympäristön käyttäytymistä, ovat aina pelkkiä yksinkertaistuksia ja arvioita maailman todellisesta käyttäytymisestä. Täten niiden käyttäminen aiheuttaa epävarmuutta todennäköisyysanalyysin laskentatulokseen. Usein joudutaan lisäksi tekemään tietoisia yksinkertaistuksia, jotta malleja voidaan soveltaa, esimerkiksi tilanteen mallintaminen kaksiulotteisesti.

Mallin epävarmuus voidaan määrittää koeasetelmalla, jossa tehdään useita mittauksia ja verrataan niitä mallin ennustamiin tuloksiin. Laskentamallin epävarmuus voidaan esittää satunnaismuuttujana ja sen vaikutus marginaalifunktioon voidaan ottaa huomioon kaavalla (Ang & Tang 1984, s. 390; Lesny et al. 2016, s. 21):

$$g(\mathbf{X}) = \Xi g_m(\mathbf{X}) \quad (21)$$

missä Ξ on mallin epävarmuus
 $g_m(\mathbf{X})$ on mallin avulla muodostettu marginaalifunktio.

Kalliotekniikassa yleisesti käytetyt mallit, kuten Hoek-Brown -kriteeri, ovat monesti melko empiirisiä, joten niihin sisältyy merkittävä malliin liittyvä epävarmuus. Myös monet analyttiset ratkaisut sisältävät huomattavia yksinkertaistuksia ja niiden käyttöä varten joudutaan tarkastelemaan tilannetta yksinkertaisempaan kuin se todellisuudessa on.

Kalliorakenteiden suunnittelussa tilan tai geologisen rakenteen geometria kuvataan monesti yksinkertaistetusti, vaikka todellisuudessa muoto voi poiketa paljonkin suunnitelmapiirustuksista. Louhinnan geometrian yksinkertaistamisesta seuraavaa epävarmuutta harvemmin tarkastellaan hajonnan tai tilastollisten tunnuslukujen avulla, vaan tehdään tarvittaessa herkkyystarkastelu varioimalla tarkasteltavaa geometrista piirrettä, kuten louhinnan muotoa.

4.3.3 Muut lähteet

Muita epävarmuuden lähteitä kalliorakenteiden suunnittelussa ovat muun muassa kuormat ja muut rakenteet kuin kalliorakenteet. Niiden epävarmuus voidaan ottaa huomioon samalla tavalla kuin kallioparametrien. Yleensä esimerkiksi betonin ja teräksen materiaaliominaisuuksien jakaumat ovat hyvin tunnettuja. Teollisesti valmistettujen materiaalien ominaisuuksien hajonta on pientä verrattuna kallion ominaisuuksien vaihteluun, joten esimerkiksi kalliolujituksen ominaisuuksia voidaan joissakin tapauksissa myös käsitellä deterministisinä (Langford 2013, s. 209).

Myös inhimilliset virheet ovat merkittävä epävarmuutta aiheuttava tekijä, joilla voi olla vakavia seurauksia rakenteen stabiliteetille. Niitä ei kuitenkaan yleensä oteta huomioon luotettavuusanalyyseissä, sillä niiden ennustaminen ja kvantifioiminen on vaikeaa. Ihmisten aiheuttamia virheitä tulisi pyrkiä minimoimaan riskin- ja laadunhallinnan menetelmin. (Spross 2016, s. 34; SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, s. 149).

4.4 Marginaalifunktio

Marginaalifunktiot voidaan jakaa karkeasti kahteen ryhmään: marginaalifunktiot, joissa kuormaa ja kestävyyttä voidaan tarkastella erillisinä sekä marginaalifunktiot, joissa kuorma ja kestävyys ovat yhteisvaikutuksessa (Bjureland 2017, s. 23). Kaavassa 2 esitettyssä marginaalifunktion muodossa kuormien ja rakenteen kestävyysvaikutus on jaettu eri tekijöihin. Tämä on mahdollista tietyissä yksinkertaistetuissa suunnittelutilanteissa, kuten yksittäisen lohkon irtoamisen tarkastelussa.

Kalliorakenteiden suunnittelussa, etenkin maanalaisessa rakentamisessa, tilanteen luokittelu kuormiin ja rakenteen kestävyysvaikutukseen ei aina ole perusteltua. Monissa tilanteissa kallio toimii sekä kuormana että kestävyysvaikutuksena tilanteesta riippuen, tai kuorma ja rakenne ovat yhteisvaikutuksessa. Tällöin perinteinen kaavan 2 marginaalifunktion muoto $g = R - S$ ei sovellu tilanteeseen. Kuorman ja rakenteen yhteisvaikutuksesta on olemassa muutamia yleisiä analyttisiä ratkaisuja, kuten niin sanottu Convergence Confinement -menetelmä. (Johansson et al. 2016, s. 5 ja s. 39).

Jos kallion käyttäytymisen arviointiin tarvitaan numeerisia menetelmiä, marginaalifunktiolle ei välttämättä voida lähtötietojen perusteella muodostaa eksplisiittistä muotoa. Tällöin funktiota voi pyrkiä approksimoimaan esimerkiksi niin sanotulla Response Surface -menetelmällä tai neuroverkkojen avulla. Marginaalifunktion voi myös muodostaa numeerisen simulaation tuloksien pohjalta. Joissain tilanteissa voi olla haastavaa muotoilla kallion käyttäytymistä minkäänlaiseksi marginaalifunktioksi, esimerkiksi jos kallion käyttäytyminen koostuu useista sortumatyypeistä (Spross 2016, s. 61).

Kalliorakenteiden suunnittelussa täytyy usein tarkastella useita mahdollisia sortumatyyppisiä. Yksittäinen marginaalifunktion kuvaama rajatila ei välttämättä pysty kuvaamaan kaikkia systeemin mahdollisia tilanteita, joten täytyy määrittää useita erillisiä marginaalifunktioita. Eri marginaalifunktiot voidaan yhdistää määrittämällä vaurioitumistodennäköisyys koko systeemille. Systeemin luotettavuutta voidaan arvioida selvittämällä eri komponenttien luotettavuus ja niiden väliset suhteet. Eri komponenttien vaurioituminen voi olla riippuvaista tai riippumatonta toisista komponenteista ja systeemi voi vaurioitua joko yhden tai useamman komponentin vaurioitumisen seurauksena. (Spross 2016, s. 39).

Toisinaan voi olla hyödyllistä ilmaista marginaalifunktio murtorajatilan sijaan käyttörajatilassa. Rakenteiden suunnitteluperusteet -Eurokoodin mukaan murtorajatila liittyy rakenteen sortumiseen tai vaurioitumiseen, kun taas käyttörajatila on tila, jonka ylittämisen jälkeen rakenteelle asetut käyttökelpoisuusvaatimukset eivät täyty (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, s. 28). Käyttörajatila on tapauskohtainen, ja liittyy rakenteen toimintaan normaalikäytössä, ihmisten mukavuuteen, rakenteen ulkonäköön sekä esimerkiksi liialliseen halkeiluun (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, s. 54). Kalliotekniikassa käyttörajatila ilmaistaan yleensä siirtymien kautta. Pienemmät siirtymät voivat esimerkiksi aiheuttaa ruiskubetonin halkeilua, mutta eivät välttämättä suoraan vaaranna rakenteen stabiliteettia. Koska käyttörajatilan ylittäminen ei merkitse vaaraa, voidaan käyttörajatilalle sallia suurempi vaurioitumistodennäköisyys. Usein kallioteknisissä julkaisuissa siirtymiin liittyvät rajatilat määritellään aina käyttörajatiloiksi, vaikka ne kuvaisivatkin stabiliteettia ja siten vastaisivat Eurokoodien määritelmän mukaan enemmänkin murtorajatilaa.

4.5 Haasteet

Koska RBD:tä on sovellettu kalliorakenteiden suunnitteluun vasta melko vähän, on sen käytössä vielä joitakin haasteita. Menetelmän soveltamisesta ei ole yhtenäistä ohjeistusta tai käytäntöä, joihin suunnittelija voisi tukeutua. Tämän lisäksi kalliotekniikkaan tarkoitettuja luotettavuusanalyysiin pohjautuvia ohjelmistoja on toistaiseksi vain hyvin vähän. Joitakin ohjelmistoja esitellään luvussa 5.5.

Tutkimuksen puute näkyy etenkin epävarmuuden kvantifioinnissa, sillä esimerkiksi muunnos- ja laskentamallien epävarmuudesta löytyy vain hyvin vähän tietoa. Kun mallien aiheuttamaa virhettä ei voida ottaa huomioon, horjuttaa se väistämättä tuloksena saadun vaurioitumistodennäköisyyden todenmukaisuutta. Lisäksi kallioparametrien vaihtelua, tyypillisiä arvoja ja korrelaatiota ei vielä ole tutkittu ja tilastoitu riittävästi RBD:n näkökulmasta. Siksi puutteellisten lähtötietojen täydentäminen referenssiarvoilla sekä oikean jakaumatyyppin valinta voivat aiheuttaa haasteita.

Osa haasteista liittyy kallion käyttäytymisen monimutkaisuuteen. Tämä voi vaikeuttaa sopivan marginaalifunktion muodostamista. Lisäksi marginaalifunktiot eivät ole yksiselitteisiä ja samaa tapahtumaa voidaan kuvata usealla eri funktiolla. Tällöin voidaan saada ristiriitaisia tuloksia rakenteen luotettavuudesta. Tämä ongelma ei tosin liity pelkästään luotettavuuteen perustuvaan suunnitteluun, vaan myös deterministiseen varmuuskertoihin pohjautuvaan suunnitteluun.

Muun muassa edellä mainittujen asioiden vuoksi RBD:n tuloksena saatu vaurioitumistodennäköisyys ei välttämättä vastaa todellisuutta, mikä vaikeuttaa sen tulkintaa ja kommunikointia projektin osapuolille. Tulosten merkitystä käsitellään tarkemmin luvussa 5.6.

Tilanteet, joissa kallioparametreihin liittyy suuri epävarmuus ja mittausdataa on vähän suhteessa kohteen maantieteelliseen laajuuteen, ovat haastavia luotettavuuteen perustuvan suunnittelun soveltamisen kannalta, sillä oletuksia parametrien jakaumista ja hajonnasta joudutaan tekemään paljon. Toisaalta tällaisissa tilanteissa RBD voi tuoda myös merkittävää lisäarvoa verrattuna perinteiseen deterministiseen suunnitteluun mahdollistamalla kokemuseräisen tiedon integroinnin Bayesian -menetelmällä ja epävarmuuden huomioimisen kvantitatiivisesti.

5 RBD-menetelmän käytännön soveltaminen kalliorakenteiden suunnitteluun

5.1 Laskennan vaiheet

Luotettavuuteen perustuvan suunnittelun vaiheet voidaan karkeasti jakaa kolmeen vaiheeseen: rakenteellinen analyysi, epävarmuusanalyysi sekä vaurioitumistodennäköisyyden laskeminen. Ensimmäisessä vaiheessa määritetään marginaalifunktio sekä tarvittavat muuttujat. Kyseisten muuttujien epävarmuus ja vaihtelu määritetään toisessa vaiheessa ja viimeisessä vaiheessa ratkaistaan marginaalifunktio, jolloin tuloksena saadaan vaurioitumistodennäköisyys. Luotettavuuteen perustuvan suunnittelun tarkempi eteneminen voidaan esittää seuraavasti:

1. marginaalifunktion muodostaminen
2. parametrien määrittäminen
 - a. satunnaismuuttujien ja determinististen muuttujien määrittäminen
 - b. satunnaismuuttujien jakaumien ja/tai tunnuslukujen määrittäminen
 - c. satunnaismuuttujien epävarmuuden määrittäminen
 - d. satunnaismuuttujien mahdollisen korrelaation määrittäminen
3. vaurioitumistodennäköisyyden laskeminen
4. tulosten analysointi ja tarkistaminen.

5.2 Marginaalifunktion muodostaminen

Marginaalifunktio määrittää tarkasteltavan rajatilan ja tarvittavat parametrit. Funktio voidaan muodostaa analyttisten ratkaisujen, neuroverkkojen tai Response Surface -menetelmän avulla tai hyödyntämällä välillisesti numeerista mallinnusta.

Suurin osa analyttisistä menetelmistä liittyvät tapauksiin, joissa kuormaa ja kestävyyttä voidaan pitää erillisinä. Tällaisia ovat esimerkiksi puristuskaarilujitus tai yksittäisen lohkon tukeminen. Toisinaan joudutaan tekemään yksinkertaistuksia, jotta jaottelu kuormiin ja kestävyteen on mahdollinen. Tämän tyyppiset marginaalifunktiot voidaan helposti ratkaista millä tahansa luvussa 3.3 esitetyillä menetelmillä. Yleisesti käytetty kallion ja lujituksen yhteisvaikutusta kuvaava analyttinen ratkaisu on Convergence Confinement -menetelmä. (Bjureland 2017, s. 23).

Jos marginaalifunktion muodostaminen on haastavaa, tilannetta voi tarkastella neuroverkkojen ja Response Surface -menetelmän lisäksi myös yhdistämällä tavalliset RBD-menetelmät numeeriseen mallintamiseen. Langford ja Diedrichs (2013, s. 268-269) ehdottavat menetelmää, jossa kallion käyttäytymisen vaikutusten jakauma selvitetään numeerisella simulaatiolla. Numeerinen malli on yhdistetty otantamenetelmään, esimerkiksi Monte Carlo -simulaatioon tai PEM-menetelmään. Saatu jakauma toimii parametrina marginaalifunktiolle, joka voidaan ratkaista esimerkiksi luvun 3.3 menetelmillä. Marginaalifunktio määritetään hyväksytyn käyttäytymisen perusteella ja se voi liittyä esimerkiksi suurimman siirtymän tai plastisen alueen säteen raja-arvoon, varmuuskertoimeen tai lujituksen murtorajatilaan. Funktio on tällöin muotoa (Langford 2013, s. 256):

$$g(\mathbf{X}) = f_c(\mathbf{X}) - C_d \quad (22)$$

missä $f_c(\mathbf{X})$ on mitoittava suure C satunnaismuuttujien \mathbf{X} funktiona
 C_d on mitoittavan suureen raja-arvo.

Kalliorakenteiden suunnittelussa hyvin tyypillinen mitoittava suure on kallion venymä. Venymälle voidaan määrittää raja-arvo, niin sanottu kriittinen venymä, jonka ylittyessä tulee varautua ongelmiin tunnelin stabiliteetin ja lujituksen kanssa. Kirjallisuudessa oletetaan usein kriittisen venymän olevan 1 % (Singh et al. 2006, s. 343; Napa-García et al. 2017, s. 157). Singh et al. (2006) esittävät kuitenkin, että kriittinen venymä on anisotrooppinen ja riippuu muun muassa kallion puristuslujuudesta. He esittelevät myös menetelmän, jolla kriittistä venymää voidaan arvioida Q-luvusta.

Kansainvälisessä kirjallisuudessa tunnelikohteita tutkitaan usein kolmen eri marginaalifunktion avulla, joissa asetetaan raja-arvot kallion venymälle, lujituksen kapasiteetille ja tunnelin reunalle muodostuvan plastisen alueen syvyydelle (esim. Liu ja Low 2017; Lü et al. 2011).

Käyttörajatilassa mitoittavana suureena voi toimia siirtymät, jotka eivät ole kriittisiä, mutta aiheuttavat käytännön ongelmia, kuten ruiskubetonin halkeilua. Myös betonin karbonaatiosta johtuvaa depassivoitumista ja siten teräsosien altistumista korroosiolle voidaan käyttää marginaalifunktion muotoilemiseen.

Marginaalifunktion määrittäminen ei aina ole yksiselitteistä. RBD on kuitenkin vähemmän herkkä marginaalifunktion määritelmälle kuin perinteinen varmuuskerroinmenetelmä. Esimerkiksi kalliolohkojen irtoamisen tarkastelemiseen on saatavilla useita eri analyttisiä ratkaisuja, joista kaikki eivät tuota yhtenäisiä varmuuskertoimia samoilla parametrien arvoilla. Käyttämällä FORM-menetelmää saadaan sama luotettavuusindeksi riippumatta käytetystä analyttisestä ratkaisusta, kunhan ratkaisujen mekaaninen määritelmä on yhtenevä. (Low ja Einstein 2013, s. 3)

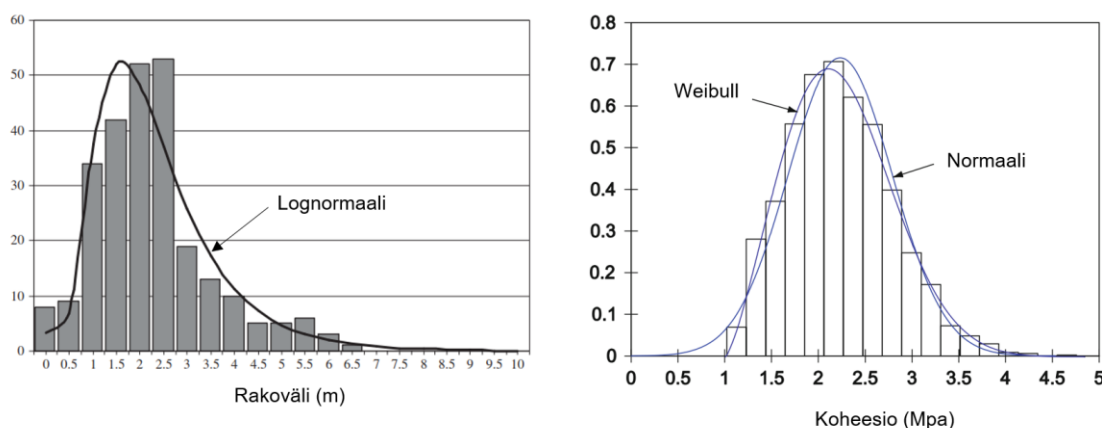
5.3 Parametrien määrittäminen

RBD:n toinen vaihe koostuu marginaalifunktion tekijöiden määrittämisestä. Toisin kuin deterministisessä suunnittelussa, parametreille määritetään todennäköisyysjakauma tai momentit, joiden avulla kvantifioidaan parametreihin sisältyvä hajonta ja epävarmuus. Parametreja voivat olla esimerkiksi kallion ominaisuudet, geometriaa määrittävät tekijät tai kuormat. Marginaalifunktion muuttujista kaikkia ei kuitenkaan yleensä tarvitse esittää satunnaismuuttujina. Herkkyysanalyysin avulla voidaan selvittää, voidaanko osa parametreista kuvata deterministisesti. Joissakin tapauksissa voidaan myös olettaa joitakin parametreja vakioiksi, kuten esimerkiksi kallion ominaispaino tai lujituksen materiaaliominaisuudet, koska niiden vaihtelu on yleisesti melko pientä (Phoon et al. 2016a, s. 16; Langford 2013, s. 209). Jos parametrin kohdekohtaisista arvoista ei ole minkäänlaista tietoa, on käytettävä kirjallisuudesta tai muista hankkeista saatavia arvioita.

Jos suunniteltava kohde ulottuu laajalle alueelle, voi alueen sisällä olla hyvinkin suurta vaihtelua parametrien arvoissa. Kuten perinteisillä menetelmillä suunniteltaessakin, jaetaan tarkasteltava alue tarvittaessa osioihin, joilla on kohtalaisen homogeeniset ominaisuudet. Näille osioille määritetään parametrit kullekin erikseen.

5.3.1 Jakauman valinta

Ideaalitapauksessa on saatavilla riittävästi dataa, että parametrin jakauman muoto voidaan määrittää tutkimustuloksista. Mittauspisteisiin sovitetaan jakauma soveltuvien ohjelmistojen avulla tai tilastollisin menetelmin, esimerkiksi QQ-plot -menetelmällä, χ^2 -testillä tai Kolmogorov-Smirnov -testillä. Esimerkki kahden kallioparametrin mittausdataan sovitetuista jakaumista esitetään kuvassa 9.



Kuva 9 Rakovälin ja kallion koheesio mittausdataa histogrammit ja dataan sovitetut jakaumat (muokattu Cai (2001, s. 389) ja Sari (2009, s. 619) mukaan).

Tavallisesti mittausdataa on kuitenkin melko vähän, joten parametrin jakauma joudutaan oletamaan tai käsittelemään sitä vain kahden ensimmäisen momentin avulla. Taulukko 4 listaa eräitä vaihtoehtoja jakauman valintaperusteille riippuen saatavilla olevan datan määrästä. Jos käytetään vain ensimmäisiä momenteja, voidaan marginaalifunktion ratkaisemiseksi käyttää esimerkiksi PEM-menetelmää, joka ei vaadi tietoa parametrin jakauman muodosta.

Taulukko 4 Soveltuvia jakaumia laskentaparametreille saatavilla olevan tiedon määrän mukaan (muokattu Stille et al. (2005, s. 101) mukaan).

Saatavilla oleva tieto	Soveltuva jakauma
Suurin ja pienin arvo	Tasajakauma
Suurin, todennäköisin ja pienin arvo	Kolmiojakauma
Keskiarvo, keskihajonta	Normaalijakauma tai ks. taulukko 5
Keskimääräinen taajuus	Poisson-jakauma

Jos on käytettävissä hieman enemmän dataa, voidaan käyttää niin sanottuja mallijakaumia eli fysikaalisin tai kokemuseräisin perustein määritettyjä tietyille parametrille soveltuvia jakaumatyyppisiä (Stille et al. 2003, s. 53). Taulukossa 5 luetellaan muutamille kallioparametreille soveltuvaksi todettuja jakaumatyyppisiä, jotka on koottu kirjallisuustalouksista. Jos dataa on vähän, mutta otoksen keskiarvo on tiedossa, voidaan myös käyttää kirjallisuudesta saatua variaatiokerrointa keskihajonnan määrittämiseen, jolloin voidaan olettaa jakauma taulukkoa 5 hyödyntäen. Kirjallisuudessa raportoituja variaatiokertoimia käytettäessä täytyy huomioda, että ne sisältävät yleensä useita epävarmuuden lähteitä, kuten mittausvirhettä ja muunnosmallin virhettä, eikä pelkästään kallioparametrin luonnollista vaihtelua.

Jos kirjallisuudesta ei löydy sopivaa arvoa variaatiokertoimelle, voidaan keskihajontaa arvioida myös parametrin tyypillisen tai tutkimustuloksista saadun vaihteluvälin avulla. Karkeasti voidaan olettaa, että lähes kaikki parametrin mahdolliset arvot mahtuvat kolmen keskihajonnan päähän keskiarvosta. Jakamalla parametrin vaihteluväli kuudella saadaan siis arvio parametrin keskihajonnalle. Jos on oletettavissa hyvin suurta hajontaa arvoissa, voi olla järkevämpää jakaa vaihteluväli neljällä kuuden sijaan. Menetelmä on melko epätarkka ja sitä tulisi käyttää varoen. (Langford 2013, s. 18).

Jakauman tyyppi voidaan joskus päätellä myös loogisesti. Parametrit, jotka ovat monen tekijän summa, esimerkiksi RMR, ovat normaalijakautuneita. Sen sijaan parametrit, jotka ovat usean tekijän tulo, esimerkiksi Q-luku, ovat lognormaalijakautuneita. Nämä ilmiöt ovat seurausta matemaattisista teorioista, esimerkiksi keskeisestä raja-arvolauseesta. (Stille et al. 2005, s. 100).

Jos käytetään äärettömyyteen ulottuvia jakaumia, kuten normaalijakauma, on usein laskennan kannalta hyvä typistää jakauma vain tietylle välille. Etenkin Monte Carlo -simulaatiota käytettäessä typistäminen vähentää laskennan virheitä ja poistaa epärealistiset, esimerkiksi negatiiviset, parametrien arvot.

Taulukko 5 Soveltuvia jakaumia eräille kallioparametreille.

Parametri	Soveltuva jakauma	Lähde
Q-luku	Lognormaali	Stille et al. (2003)
Jännitystila		
▪ suunta	Normaali	Cai (2011)
▪ suuruus	Normaali	Cai (2011)
Rakoilu		
▪ rakopituus	Negatiivinen eksponentiaali, lognormaali	Cai (2011), Park et al. (2004)
▪ rakoväli	Negatiivinen eksponentiaali, lognormaali	Cai (2011), Stille et al. (2003), Park et al. (2004)
▪ rakoilun tiheys	Poisson	Stille et al. (2003)
▪ kulku ja kaade	Fisher	Cai (2011), Park et al. (2004)
▪ kitkakulma	Normaali	Park et al. (2004), Aladejare & Wang (2017), Hoek (2007)
▪ koheesio	Normaali	Aladejare & Wang (2017), Hoek (2007)
Ehjän kallion ominaisuudet		
▪ Poisson-luku	Weibull	Kim ja Gao (1995)
▪ puristuslujuus	Weibull, normaali, log-normaali	Kim ja Gao (1995), Sari et al. (2010), Feng (2015)
▪ Brazilian-vetolujuus	Weibull	Kim ja Gao (1995)
▪ pistekuormitusindeksi	Weibull	Hoek (2007)
▪ kimmomoduuli	Lognormaali, normaali	Feng (2015), Cai (2011)
▪ kitkakulma	Normaali, Weibull	Cai (2011)
▪ koheesio	Normaali, Weibull	Cai (2011)
Kalliomassan ominaisuudet		
▪ kimmomoduuli	Weibull	Kim ja Gao (1995)
Hoek-Brown -parametrit		
▪ m_i	Lognormaali, normaali	Phoon et al. (2016a), Sari et al. (2010)
▪ GSI	Normaali	Sari et al. (2010), Cai (2011)

5.3.2 Parametrien epävarmuus

Parametrien arviointiin liittyy vääjäämättä epävarmuutta, jota kuvataan parametrin hajonnalla. Jos saatavilla on tietoa parametrien epävarmuustekijöistä, niiden vaikutus parametrin arvoon voidaan kuvata seuraavasti (Phoon ja Kulhawy 1999b, s. 628):

$$X_d = f_t + w + \varepsilon_m + s \quad (23)$$

missä X_d on tutkittava parametri
 f_t on trendifunktio
 w on luonnollista vaihtelua kuvaava satunnaismuuttuja
 ε_m on mittausvirhettä kuvaava satunnaismuuttuja
 s on tilastollista epävarmuutta kuvaava satunnaismuuttuja

Trendifunktio kuvaa parametrin muutosta etäisyyden suhteen, esimerkiksi pystysuoran jännityksen suhdetta syvyyteen. Jos havaittavissa ei ole selkeää trendiä, käytetään yleensä parametrin keskiarvoa.

Muunnosmallin virhe otetaan huomioon kaavalla 19. Kaavoista 23 ja 21 saadaan muodostettua parametrille jakauma ja sitä vastaavat tunnusluvut, joka sisältää luvussa 4.3.1 esitellyt epävarmuuden lähteet.

Yleensä yhtälöiden 23 ja 19 ratkaisu ei ole mahdollista analyttisesti. Tutkittavan parametrin jakauma voidaan simuloida Monte Carlo -menetelmällä tai yksinkertaistaa tilanne ja käsitellä pelkästään jakaumien kahta ensimmäistä momenttia. Kahden ensimmäisen momentin perusteella eri epävarmuuden lähteiden vaikutusta parametrin odotusarvon kokonaisepävarmuuteen voidaan arvioida approksimoimalla yhtälöä 23 Taylorin polynomeilla ja arvioimalla tämän hajontaa. Parametrin varianssi on tällöin (Ang & Tang 2007, s. 186):

$$\sigma_{X_d}^2 = \sum_{i=1}^n \sigma_{X_i}^2 \left(\frac{\partial y}{\partial X_i} \right)^2 + \sum_{i=1}^n \sum_{i \neq j}^n r_{ij} \sigma_{X_i} \sigma_{X_j} \frac{\partial y}{\partial X_i} \frac{\partial y}{\partial X_j} \quad (24)$$

missä y on parametrin X_d funktio
 X_i on parametrin funktion muuttuja

Jos eri virhelähteet ovat riippumattomia toisistaan ja spatiaalinen korrelaatio jätetään huomioimatta, parametrin kokonaisepävarmuuden variaatiokerroin voidaan yksinkertaistaa muotoon (Phoon & Kulhawy 1999b, s. 628; Johansson et al. 2016, s. 11):

$$COV_{tot}^2 = COV_w^2 + COV_{\mu_x}^2 + COV_{\varepsilon_m}^2 + COV_{\varepsilon_t}^2 \quad (25)$$

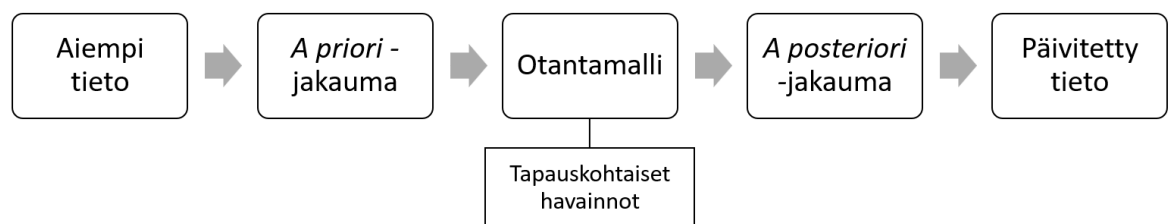
missä COV_{tot} on parametrin kokonaisvariaatiokerroin
 COV_w on luonnolliseen vaihteluun liittyvä variaatiokerroin
 COV_{μ_x} on tilastolliseen epävarmuuteen liittyvä variaatiokerroin
 COV_{ε_m} on mittausvirheeseen liittyvä variaatiokerroin
 COV_{ε_t} on muunnosmallin epävarmuuteen liittyvä variaatiokerroin

Kokonaisvariaatiokertoimen avulla saadaan laskettua parametrin keskihajonta ja tarvittaessa voidaan tehdä oletus soveltuvasta jakaumatyypistä.

Kaavat 19, 23 ja 24 eivät erottele aleatorista ja episteemistä epävarmuutta, vaan kaikki epävarmuus sisältyy vaurioitumistodennäköisyyden suuruuteen. Käytännössä harvoin on saatavilla riittävästi dataa, jotta eri epävarmuuden lähteitä voitaisiin erotella kokonaan. Erityisesti luonnollisen vaihtelun ja mittausvirheen erottaminen toisistaan on haastavaa. Usein käytetään suoraan mittaustuloksista saatua variaatiokerrointa kuvaamaan parametrien koko hajontaa.

5.3.3 Parametrien jakauman päivitys Bayesian-menetelmällä

Usein dataa kallioparametrien arvoista on melko vähän, jolloin on hyödyllistä hyödyntää myös mahdollinen subjektiivinen ja kokemusperäinen tieto Bayesian-menetelmän avulla. Bayesian-menetelmän prosessi esitetään kuvassa 10.



Kuva 10 Bayesian-menetelmän vaiheet (muokattu Aladejare ja Wang (2016, s. 46) mukaan).

Aladejare & Wang (2017, s. 6) mukaan Bayesian-menetelmä tuottaa hyviä tuloksia, kun käytetään tyypillisiä parametrien vaihteluvälejä *a priori* -jakaumina ja kymmentä datapistettä otantamallien muodostamiseen. Näillä reunaehdoilla he laskivat Bayesian-menetelmällä muutamille kallioparametreille keskiarvon ja keskihajonnan, joiden virhe oli keskiarvolle 0.3-1.7 % ja keskihajonnalle 3.6 % verrattuna laajempaan otokseen.

Usein *a priori* -tietona on saatavilla vain tyypillinen vaihteluväli tutkittavalle parametrimille. Tällöin käytetään kaavan 26 mukaista, niin sanottua epäinformatiivista *a priori* -jakaumaa, joka on tasajakauma. Tällöin millekään välin arvolle ei anneta enempää painoarvoa kuin toiselle. (Aladejare 2016, s. 40).

$$f' = \begin{cases} \frac{1}{x_{\max} - x_{\min}} & \text{kun } x \in [x_{\min}, x_{\max}] \\ 0 & \text{muulloin} \end{cases} \quad (26)$$

missä x_{\max} on vaihteluvälin maksimiarvo
 x_{\min} on vaihteluvälin minimiarvo

Jos kohteen suunnittelun edetessä saadaan uutta tietoa tutkittavasta parametrasta, voidaan se ottaa huomioon tekemällä Bayesian-päivitys uudelleen käyttämällä edellistä *a posteriori* -jakaumaa *a priori* -jakaumana (Aladejare 2016, s. 37).

5.3.4 Parametrien välinen korrelaatio

Kallioparametreja käsitellään RBD-laskennoissa usein riippumattomina datan ja tiedon puutteen vuoksi. Näin ei kuitenkaan todellisuudessa ole, vaan esimerkiksi raon kitkakulman ja koheesion sekä kallion kimmomoduulin ja puristuslujuuden välillä on todettu olevan korrelaatio. Parametrien välisen korrelaation jättäminen huomiotta voi johtaa epärealistisiin laskentatilanteisiin ja vääristyneisiin tuloksiin. (Aladejare ja Wang 2017, s. 1-2; Hoek 2007, luku 8 s. 10; Langford 2013, s. 25-30).

Parametrien välinen korrelaatio voidaan määrittää tapauskohtaisesti tekemällä regressioanalyysi mittausdatalle, mutta tähän on yleensä saatavilla liian vähän dataa. Regressioanalyysi voidaan yhdistää Bayesian-menetelmään, jolloin voidaan saada arvio korrelaatiosta myös pienemmällä mittaustulosten määrällä. Menetelmää ovat käsitelleet esimerkiksi Aledare ja Wang (2017).

Empiirisissä yhteyksissä parametrien välinen korrelaatio voidaan sisällyttää laskentaan myös ottamalla huomioon parametrien määritelmät. Esimerkiksi kalliotekniikassa yleisesti käytetyn Hoek-Brown -myötörajan parametrit riippuvat muun muassa lähtöparametreista GSI, m_i ja D. Tämä aiheuttaa korrelaatiota muiden parametrien välillä, mikä tulisi ottaa huomioon laskennassa. Muut parametrit tulisi siis esittää lähtöparametrien funktiona eikä erillisinä todennäköisyysjakauksina, jolloin ei synny laskentatilanteita, joissa kahden parametrin arvo kumpuaa erilaisista lähtöparametrien arvoista. (Langford 2013, s. 208).

5.4 Vaurioitumistodennäköisyyden laskeminen

Kun marginaalifunktio ja siihen vaikuttavat parametrit on määritetty, voidaan ratkaista vaurioitumistodennäköisyys esimerkiksi luvun 3.3 menetelmillä. Eri menetelmät asettavat eri vaatimukset marginaalifunktiolle ja parametreista saatavilla olevalle tiedolle. On myös tärkeää huomata, että kaikki menetelmät eivät sovellu kaikkiin tilanteisiin.

Laskennan jälkeen tulee tarkistaa marginaalifunktion ja mahdollisesti myös muiden laskennassa syntyneiden parametrien jakaumien järkevyys. FORM-menetelmää käytettäessä tarkistetaan vastaavasti mitoituspisteen realistisuus. Monte Carlo -simulaatiossa on varmistettava, että tulos on vakaa eli konvergoinut tasaisesti kohti lopullista vaurioitumistodennäköisyyden arvoa.

Kun on saatu laskettua vaurioitumistodennäköisyys, on sitä verrattava tavoitteena olevaan todennäköisyyteen. Jos laskettu arvio ei vastaa tavoitetta, on muutettava mitoitettavan ominaisuuden parametreja, esimerkiksi lujitusten määrää. Suunnittelu on siis iteratiivinen prosessi, jossa lopullinen ratkaisu löytyy yrityksen ja erehdyksen kautta. Jos mitoitusparametrille on määritetty jakauma tai keskihajonta ja sillä on merkittävä hajonta, voidaan suunnitteluarvo valita deterministisen arvon sijaan siten, että tavoiteluotettavuus saavutetaan esimerkiksi 99 %:lla kaikista parametrin mahdollisista arvoista.

5.5 Ohjelmistot

RBD:n tueksi on olemassa kaupallisia tietokoneohjelmistoja, mutta suurin osa niistä on kehitetty rakennesuunnittelun tarpeisiin. Geotekniseen suunnitteluun tarkoitettuja Excel-pohjaisia sovelluksia ovat kehittäneet mm. Low ja Tang (2007) sekä Wang et al. (2016). Myös kalliotekniseen numeeriseen mallinnukseen keskittynyt Rocscience on ottanut askeleen kohti luotettavuuteen perustuvaa suunnittelua lisäämällä eräisiin ohjelmistoihinsa mahdollisuuden käyttää Monte Carlo ja PEM-simulaatioita (Rocscience 2018 a, b ja c).

5.5.1 Excel-pohjaiset sovellukset

Low & Tang (2007) kehittivät Excel-taulukon, joka ratkaisee heidän kehittämällään laajenevan ellipsoidin FORM-menetelmällä annetun marginaalifunktion. Laskennassa hyödynnetään Excelin sisäänrakennettua Solver-ominaisuutta. Parametrien jakaumille on tarjolla useita eri vaihtoehtoja ja laskennan tuloksena saadaan myös lopputuloksen herkkyys kullekin parametrille. Käyttäjän ei tarvitse juurikaan tuntea menetelmän matematiikkaa eikä esimerkiksi parametrien jakaumia tarvitse muuntaa vastaaviksi normaalijakaumiksi. Taulukkoa käyttäessä tulee kuitenkin huomioida FORM-menetelmän erityispiirteet sekä varmistaa tuloksen järkevyys.

Wang et al. (2016) kehittämän Excel-lisäosan nimeltään Bayesian Equivalent Sample Toolkit (BEST) on tarkoitus helpottaa Bayesian-menetelmän käyttöä. Ohjelmaan syötetään saatavilla oleva data sekä subjektiivinen tai kokemuseräinen tieto parametrilla ja ohjelma generoi *a posteriori* -jakaumaa vastaavia arvoja syötetyn tiedon perusteella. Saaduille arvoille voidaan suorittaa tilastollisia tarkasteluja, kuten laskea keskiarvo ja keskijakauma tai sovittaa niihin jakauma. Lisäosa mahdollistaa Bayesian-menetelmän käyttämisen muillakin kuin konjugaattijakaumilla ilman, että tarvitsee hallita menetelmään liittyvää matematiikkaa sen syvällisemmin. Lisäosassa voi sisällyttää laskentaan myös muunnosmallin virheen.

Edellä mainittujen lisäksi on saatavilla useita kaupallisia Excel-lisäohjelmia tilastolliseen päättelyyn ja esimerkiksi Monte Carlo -simulointiin. Tällaisia ovat esimerkiksi @RISK ja CrystalBall.

5.5.2 Numeerisen mallintamisen ohjelmistot

Rocsciencen tuottamien ohjelmien RS², Unwedge ja Swedge uusimpiin versioihin on lisätty todennäköisyysanalyysin toteuttamisen mahdollistavia ominaisuuksia. Tiedot parametrit voidaan määrittää stokastisesti, eli satunnaismuuttujina jakaumineen, ja ohjelma simuloi jakaumien perusteella useita iteraatioita. Ohjelmiin ei voi suoraan sisällyttää kaikkia epävarmuuden lähteitä, esimerkiksi laskentamallin virhettä. (Rocscience 2018 a, b ja c)

Unwedge ja Swedge -ohjelmat perustuvat avainlohkoteoriaan. Kummassakin ohjelmassa satunnaismuuttujina voidaan esittää rakoilun parametrit ja Unwedgessä myös jännitystilän, pohjaveden paineen sekä lujituksen ominaisuudet. Ohjelmistot laskevat kullekin lohkolle vaurioitumistodennäköisyyden käyttäen Monte Carlo -simulaatiota tai hieman samankaltaista Latin Hypercube -otantaa. (Rocscience 2018 b ja c).

RS² on kaksiulotteinen jatkuvan elementtimallintamisen ohjelmisto. Ohjelma antaa mahdollisuuden määrittää kallon sekä rakoilun parametreille jakaumat, joista poimitaan arvoja iterointia varten. Otanta tapahtuu joko PEM-menetelmällä, Monte Carlo -simulaatiolla tai Latin Hypercube -otannalla. Tuloksena saadaan jakaumat esimerkiksi kallon siirtymille ja jännityksille. Ohjelmassa ei siis ole määritetty marginaalifunktiota, eikä siten lasketa myöskään vaurioitumistodennäköisyyttä. Ohjelma soveltuu siten yksinään lähinnä tilanteen todennäköisyyspohjaiseen tarkasteluun. Yhdistettynä luotettavuuteen perustuvaan suunnitteluun ohjelman laskemia tuloksia voidaan hyödyntää lähtötietoina vaurioitumistodennäköisyyden ratkaisemiseen. Otantamenetelmää valittaessa tulee huomioida kunkin menetelmän rajoitukset. Esimerkiksi PEM-menetelmä ei sovellu tilanteisiin, joissa tapahtuu suurella todennäköisyydellä siirtymä elastisesta plastiseen käyttäytymiseen (ks. taulukko 3). (Rocscience 2018 a).

Rocsciencen ohjelmistot eivät kuitenkaan huomioi kallion luonnollista vaihtelua täysin realistisesti, sillä ne mallintavat kallion aina massana, jossa on yhtenäinen parametrin arvo. Todellisuudessa parametrin arvo vaihtelee kalliossa etäisyyden myötä spatiaalisen korrelaation mukaisesti.

Rocsciencen ohjelmien lisäksi myös useat Itasca tuottamat ohjelmistot mahdollistavat todennäköisyyspohjaiset tarkastelut. Esimerkiksi FLAC- ja UDEC- ohjelmissa voi FISH-ohjelmointikielen avulla määrittää uusia muuttujia ja funktioita, joilla käyttäjä voi itse soveltaa esimerkiksi PEM-menetelmän. 3DEC-ohjelmassa on myös sisäänrakennettuja ominaisuuksia, joilla rakoilua voidaan tarkastella stokastisesti otantamenetelmän avulla. (Itasca 2018).

5.6 Tulosten merkitys

RBD:ssä laskennan tuloksena saadaan vaurioitumistodennäköisyys tai luotettavuusindeksi. Luotettavuusindeksin pienin sallittu arvo eli suurin sallittu vaurioitumistodennäköisyys riippuu suunniteltavasta kohteesta, sen reunaehdoista ja käyttöiästä. Luotettavuusindeksille on esitetty erinäisiä vähimmäisarvoja eri suunnitteluohjeissa. Eurokoodien mukaiset luotettavuusindeksin vähimmäisarvot on jaoteltu luotettavuusluokkien, tarkastelujakson sekä rajatilan mukaan (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, s. 138 ja s. 148). JCSS (2015, s. 16-19) ehdottaa tavoiteluotettavuusindeksille arvoja, jotka riippuvat vaurion seurauksista, sen estämisen kustannuksista sekä rajatilasta. Eurokoodien geotekniset luokat voidaan rinnastaa luotettavuusluokkiin, jolloin myös geoteknisille kohteille voidaan käyttää Eurokoodien tavoitearvoja luotettavuusindeksille. Geotekniset luokat koskevat myös kalliorakenteita.

Taulukko 6 Eurokoodien mukaiset luotettavuusindeksin vähimmäisarvot (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, s. 138 ja s. 148).

Luotettavuusluokka	Luotettavuusindeksin β vähimmäisarvot			
	Murtorajatila		Käyttörajatila (palautumaton)	
	1 v tarkastelujakso	50 v tarkastelujakso	1 v tarkastelujakso	50 v tarkastelujakso
RC3	5,2	4,3	-	-
RC2	4,7	3,8	2,9	1,5
RC1	4,2	3,3	-	-

Kalliorakenteille ei ole määritetty virallisia raja-arvoja, mutta rakenteille ja geoteknisille rakenteille tarkoitettuja arvoja voi käyttää ohjeellisina rajoina. Koska luotettavuusindeksin sallittu arvo on tapauskohtainen, ei muille rakenteille tarkoitettuja arvoja voi kuitenkaan varauksetta soveltaa suoraan kalliorakenteiden mitoituseseen. Esimerkiksi Eurokoodien luotettavuusluokkien vaatimuksia ei ole suunniteltu käytettäväksi kalliorakenteille.

Puutteellisen mittausdatan sekä tutkimuksen vuoksi kalliorakenteiden suunnittelussa ei käytännössä voida huomioida kaikkia epävarmuuden lähteitä. Esimerkiksi laskentamallin epävarmuus jätetään usein huomioita, sillä sen määrittäminen voi olla haastavaa tai hyvin työlästä. Lisäksi toisinaan marginaalifunktio kuvaakin todellisuudessa ehdollista todennäköisyyttä, esimerkiksi kun tarkastellaan lohkon irtoamista tunnelin katosta (Johansson et al. 2016, s. 30). Laskennan oletuksena on, että lohko on olemassa, jolloin laskettu vaurioitumistodennäköisyys ei välttämättä ole realistinen. Muun muassa näistä tekijöistä joh-

tuen tuloksena saatu vaurioitumistodennäköisyys ei täysin vastaa todellista vaurioitumisen taajuutta. Siksi tarvitaan kalliorakenteille skaalattuja tavoitearvoja vaurioitumistodennäköisyydelle, jotka on mitoitettu hyväksyttävän riskitason ja olemassa olevien toimivien rakenteiden mukaan (Johansson et al. 2016, s. 54). On myös tärkeä huomata, että lasketulla vaurioitumistodennäköisyydelläkin on oma virhemarginaalinsa muun muassa laskentamenetelmien epätarkkuuksista johtuen. Riippumatta tulosten nimellisyydestä RBD:n tulokset antavat monipuolisemman kuvan suunnittelutilanteesta kuin pelkkä deterministinen lähestymistapa.

5.7 Yhteensopivuus määräysten ja käytäntöjen kanssa

Suomessa kalliorakenteiden suunnittelua koskeva lainsäädäntö ja ohjeistus on hyvin hajanainen, eikä eri ohjeistusten keskinäistä pätevyysjärjestystä ole määritetty. Periaatteessa kalliorakenteiden suunnittelu kuuluu Eurokoodi 7 piiriin, vaikka nykyisessä versiossa kalliorakenteita ei varsinaisesti käsitelläkään. Eurokoodi 7 ei toistaiseksi koske tunnelisuunnittelua, mutta seuraavaa päivitystä varten on vuoden 2018 aikana luotu työryhmä, jonka tehtävänä on tarkentaa tunnelisuunnittelua koskevaa ohjeistusta. Työryhmässä on edustus myös Suomesta. Rakenteiden suunnittelun perusteita kuvaava Eurokoodi 0 sallii luotettavuuteen perustuvan suunnittelun käyttämisen mitoitusmenetelmänä, vaikka ohjeistusta menetelmän soveltamiseen on vain vähän. Myös Eurokoodi 7 mainitsee luotettavuuteen perustuvan suunnittelun pakollisena osana tarkkailumenetelmää. Lisäksi RBD:n hallitsemisesta on hyötyä Eurokoodien osavarmuuserroinmenetelmän soveltamisessa, sillä menetelmät pohjautuvat samaan ideologiaan yhtenäisen varmuustason saavuttamisesta.

Luotettavuuteen perustuva suunnittelu kytkeytyy läheisesti analyyttiseen rajatilamitoitukseen sekä numeeriseen mallintamiseen. Menetelmää voidaan soveltaa muutamilla jo nykyisin yleisesti käytössä olevilla numeerisen mallintamisen ohjelmistoilla, usein melko pienellä lisävaivalla. Empiiristen menetelmien soveltaminen luotettavuuteen perustuvan suunnittelun osaksi on ongelmallisempaa, sillä menetelmien epävarmuutta on mahdoton arvioida.

RBD soveltuu hyvin käytettäväksi rinnakkain muiden suunnittelumenetelmien kanssa, sillä se tarjoaa tarkemman sekä perinteisistä deterministisistä menetelmistä poikkeavan keinon suunnittelun epävarmuustekijöiden käsittelyyn ja laajentaa täten suunnittelijan ymmärrystä kohteesta. Etenkin vaativissa kohteissa usean eri suunnittelumenetelmän käyttäminen yhden sijaan voi antaa paremman arvion kalliorakenteen kestävyyydestä. Sipilä et al. (2018, s. 81) suosittelivat liikenneviraston kohteissa rakennussuunnitelmavaiheessa vähintään kahden eri mitoitusmenetelmän käyttöä.

6 Helsingin Olympiastadionin peruskorjauksen louhinnat

Luotettavuuteen perustuvaa suunnittelua sovellettiin tässä opinnäytetyössä tarkastelemalla Helsingin Olympiastadionin peruskorjauksen louhintoja. Todennäköisyysanalyysin kohteena oli stadionin tornin viereinen avolouhinta. Lisäksi käsiteltiin havainnollistavana esimerkkinä hyvin yksinkertaistettua analyttistä ratkaisua kalliolohkon stabiliteetista. Kummassakin tapauksessa RBD-menetelmällä saatuja tuloksia verrattiin deterministisiin laskelmiin.

6.1 Kohteen kuvaus

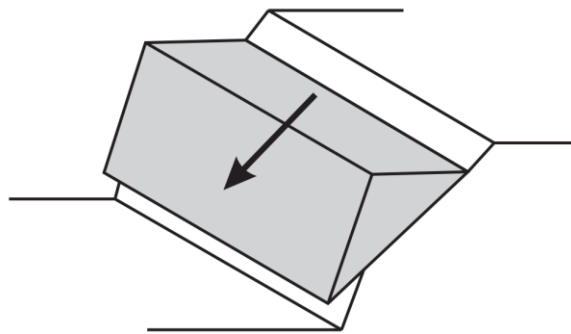
Vuonna 1938 valmistuneen Helsingin Olympiastadionin peruskorjaus aloitettiin vuonna 2016 maanrakennusurakalla. Hankkeeseen kuului noin 150 000 m³ louhintaa, joka tapahtui suojeltujen betonirakenteiden lähetyvillä. Louhintaa tehtiin myös jopa noin neljän metrin etäisyydellä stadionin 72 m korkeasta tornista yli 10 m perustustason alapuolelle, mikä teki työstä erityisen haastavaa. Kyseisen kohdan louhinta on toteutettu vuosien 2016 ja 2017 aikana. Kohteen kalliorakennussuunnittelijana toimi Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geotekninen osasto (nykyisin pohja- ja kalliorakennusyksikön kalliorakentamisen tiimi).



Kuva 11 Stadionin torni louhintatöiden aikana (kuva: Tuomas Jokela)

6.2 Liukuvan lohkon tasosortuma

Luotettavuuteen perustuvan suunnittelun havainnollistamiseksi käsiteltiin esimerkinomaista tilannetta, jossa tarkastellaan lohkon stabiliteettia avolouhinnassa. Jotta RBD-menetelmän periaatteet voitaisiin esittää mahdollisimman selkeästi ja havainnollisesti, käsiteltiin tilannetta hyvin yksinkertaistetusti. Tarkasteltu sortumismekanismi oli kuvan 12 kaltainen tasosortuma. Lohkon liukumista tarkasteltiin stadionin tornin kohdalla havaitun vaakasuuntaisen rakoilun suhteen. Tarkasteltava avoleikkaus oli rakoilun suuntainen. Tilanne esitettiin kaksiulotteisena ja jatkuvana, eikä lohkon olemassaolon todennäköisyyttä tai raon koheesiota otettu huomioon. Yksinkertaisuuden vuoksi tarkasteltiin vain yhtä rakosuuntaa eli muiden rakosuuntien lisäksi myös mahdollinen hajarakoilu jätettiin huomiotta. Todellisessa suunnittelussa myös muu rakoilu kuin vaakarakoilu tulisi huomioida.



Kuva 12 Kalliolohkon tasosortuma (Wyllie ja Mah 2004, s. 36).

6.2.1 Marginaalifunktion määrittäminen

Lohko liikuu rakoa pitkin alaspäin vain oman painonsa aiheuttamasta voimasta, kun oletetaan, että avoleikkauksen reunalla ei ole maakerroksia tai muita kuormia. Liukumista vastustaa raossa toimiva kitkavoima, joka määräytyy raon pintojen ominaisuuksien ja rakoa vastaan kohtisuoran normaalivoiman mukaan. Marginaalifunktio määritettiin täten seuraavasti:

$$g(\varphi, \omega) = F_k - G_k = N \tan \varphi - G_k \quad (27)$$

missä

- ω on raon kaade
- F_k on raon kitkavoima
- G_k on lohkon painon rakoa leikkaava komponentti
- N on raon normaalivoima
- $\tan \varphi$ on raon kitkakerroin
- φ on raon kitkakulma

Kun sijoitettiin normaalivoiman ja painon yhtälöt, saatiin marginaalifunktio muotoon

$$g(\varphi, \omega) = G \times \cos \omega \times \tan \varphi - G \sin \omega = G(\cos \omega \times \tan \varphi - \sin \omega) \quad (28)$$

missä

- G on lohkon painosta aiheutuva pystysuuntainen komponentti

Raon leikkautuminen ei ole riippuvainen lohkon painovoimasta, joten marginaalifunktio supistuu muotoon:

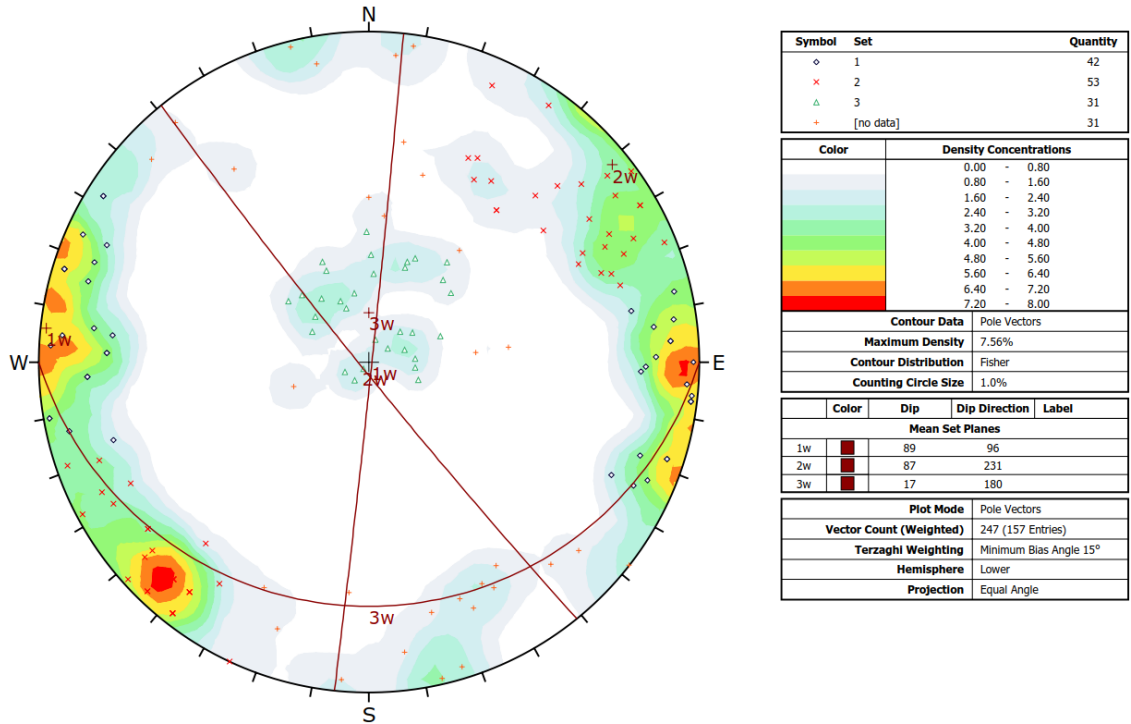
$$g(\varphi, \omega) = \tan \varphi \times \cos \omega - \sin \omega \quad (29)$$

6.2.2 Parametrien määrittäminen

Rakoilu

Hankkeessa oli tehty kaksi kallionäytekairausta Stadionin tornin läheisyydestä. Suomen Malmi Oy:n tekemiin kairauksiin kuului myös kairanäytteiden loggaus sekä reikien akustinen kuvaus ja kuvantulkinta (Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geotekninen osasto 2016a).

Kairauksista tulkitut raot muodostavat karkeasti kolme päärakosuuntaa (ks. kuva 13). Lohkoanalyysissä tarkasteltiin vaakasuuntaista rakoilua, jonka keskimääräinen kaade ja kaadekulma oli 17°/180° Fisherin K-parametrilla 15,31.



Kuva 13 Olympiastadionin kairarei'istä logatun rakoilun stereografinen alapalloprojek-tio. Rakosuuntien tarkastelussa on käytetty Terzaghi-painotusta.

Normaalijakauman tapauksessa 68 % todennäköisyyskertymästä sijaitsee alle keskihajonnan päässä keskiarvosta. Fisher-jakaumalle vastaava prosenttiluku on 63 %, jolloin kertymäfunktioista voidaan integroimalla arvioida Fisher-jakauman keskihajontaa. Tämän perusteella rakoilun keskihajonta laskettiin kavalla (Butler 1992, s. 106):

$$\sigma_J = \frac{81^\circ}{\sqrt{K_F}} \quad (30)$$

missä K_F on Fisherin K -parametri

Vaakarakoilun kaateen keskihajonnaksi saatiin siten n. 20,5°. Kaade oletettiin normaali-jakautuneeksi.

Stress Measurement Company Oy oli tehnyt kairauksesta saaduista näytteistä rakoleikkauskokeita, joista voitiin määrittää rakojen jäykkyudet, koheesio sekä kitkakulma (Hakala et al. 2015). Leikkauskokeita tehtiin kuusi kappaletta, joten otos on liian pieni jakauman määrittämiseen pelkän mittausdatan perusteella. Otoksesta määritettiin siis momentit ja oletetaan jakauman muoto. Epävarmuuden lähteitä tarkasteltiin erikseen ja sisällytettiin parametrin hajontaan.

Vaakarakoilulle ei oltu tehty yhtäkään rakoleikkauskoetta, joten tässä työssä vaakarakoilun ominaisuuksia arvioitiin ominaisuuksiltaan vastaaville raoille tehdystä kokeista.

Kitkakulman ja koheesio koetuloksissa ei ollut riittävästi dataa muunnosmallin virheen määrittämiseksi, joten se jätettiin tarkastelematta. Kun mittausdata jaettiin eri rakosuunnille, oli tuloksia liian vähän antamaan varmaa kuvaa suureesta. Arvion parantamiseksi käytettiin Bayesian-menetelmää. Kun oletettiin sekä mittausdata että *a priori* -tieto normaalijakautuneiksi, voitiin *a posteriori* -jakauma laskea taulukon 2 mukaan. *A priori* -arviot parametrien keskiarvosta ja keskihajonnasta muodostettiin Pariseaun (2007) ja Kulhawyn (1975) esittämän datan perusteella.

Taulukko 7 Vaakarakoilun koheesio ja kitkakulman Bayesian-parametrit.

		c [MPa]	ϕ [°]	c_r [MPa]	ϕ_r [°]
<i>A priori</i>	μ'	0,65	35,65	-	35,71
	σ'	0,55	8,16	-	6,19
	\bar{x}	3,1	39,5	0	40,5
Vaakarakoilu	$\sqrt{s^2}$	0,71	4,95	0	0,71
	μ''	1,99	39,18	-	40,48
	σ''	0,8	5,49	-	0,79

c ja ϕ ovat koheesio ja kitkakulma

c_r ja ϕ_r ovat jäännöskoheesio ja -kitkakulma

\bar{x} ja $\sqrt{s^2}$ ovat rakoleikkauskokeiden otoskeskiarvo ja -keskihajonta

μ' ja σ' ovat kirjallisuuslähteistä lasketut *a priori* -jakauman keskiarvo ja keskihajonta

μ'' ja σ'' ovat Bayesian-menetelmällä lasketut *a posteriori* -jakauman keskiarvo ja keskihajonta

Rakojen kitkakulma ja koheesio arvioitiin taulukon 5 avulla normaalijakautuneeksi.

6.2.3 Tulokset

Marginaalifunktio ratkaistiin Monte Carlo -menetelmällä Excel-ohjelmistolla. Iteraatioiden määrä oli 200 000. Vaurioitumistodennäköisyyden arvoksi saatiin 17,2 %. Tuloksen virhe oli kaavan 16 mukaan laskettuna 0,98 %. Tuloksena saatu vaurioitumistodennäköisyys oli merkittävän suuri, lohko sortui lähes joka viidennessä iteraatiossa.

Tulos perustuu siihen oletukseen, että lohko on olemassa. Tämän ja muiden merkittävien yksinkertaistuksien vuoksi tuloksena saatua vaurioitumistodennäköisyyttä ei voida pitää suoraan sortumistaajuuden mittana. Se osoittaa kuitenkin selvästi tarpeen lujitukselle avolouhinnan reunan stabiliteetin varmistamiseksi.

6.2.4 Vertailu deterministiseen laskentatapaan

Deterministisessä suunnittelussa luotettavuuden mittana käytetty varmuuskerroin määritettiin liukuvan lohkon tapauksessa seuraavasti:

$$FOS = \frac{F_k}{G_k} = \frac{\tan \varphi \cos \omega}{\sin \omega} \quad (31)$$

Kun laskentaan käytettiin parametrien keskiarvoja, saatiin varmuuskertoimeksi 2,67. Parametrien keskiarvojen käyttäminen on kuitenkin käytännössä liian riskialtista, sillä hajonnan vuoksi arvot voivat olla merkittävästi heikommät. Eurokoodi 7 mukaan ominaisarvo tulee valita keskiarvon 95 %:n luotettavuustasoa tai epäedullisimman 5 %:n fraktilia vastaavan arvon mukaan, kun käytetään tilastollisia menetelmiä ominaisarvon määrittämiseen (SFS-EN 1997-1 + A1 + AC 2014, s. 28). Koska kyseessä on paikallissortuma, käytettiin parametrien epäedullisimman 5 %:n fraktilia vastaavaa arvoa, jolloin varmuuskerroin oli 0,47. Tällöin raon kaateen arvo oli 50,72° ja kitkakulman 30,15°. Todennäköisyys, että molemmat parametrit saavat kyseiset arvot tai epäedullisemmat, oli 0,25 %.

Sekä RBD- että deterministinen menetelmä osoittivat lohkon olevan jokseenkin epästabiili. Varmuuskertoimen arvo riippuu kuitenkin paljon valituista parametrien arvoista, eikä siten kerro rakenteen luotettavuudesta paljoakaan, etenkin jos parametrien jakaumia ei määritetä, vaan valitaan konservatiivinen arvo kokemuseräisin perustein. Vaurioitumistodennäköisyyden laskeminen ja parametrien jakaumien määrittäminen sen sijaan antaa huomattavasti enemmän informaatiota rakenteen luotettavuudesta, vaikka tulos ei ilmaisikaan todellista sortumataajuutta.

6.3 Stadionin tornin painumat

6.3.1 Marginaalifunktion määrittäminen

Stadionin tornin välittömässä läheisyydessä tehdyt avolouhinnat aiheuttivat riskin, että kallion siirtymät vaarantaisivat tornin stabiliteetin. Torni on perustettu kallionvaraisesti. Kohteen suunnittelija oli teettänyt kohdan avolouhinnasta stabiliteetilaskennat KMS Hakala Oy:llä. Näitä laskelmia käytettiin tässä työssä tehtyjen laskelmien vertailukohteina.

Tornin stabiliteettia arvioitiin tarkastelemalla tornin perustusten painumia huomioiden tornin paino ja siihen kohdistuva puuskuu- ja tuulikuorma. Suomen rakentamismääräyskoelman standardia SFS-EN 1997-1 + A1 + AC täydentävän ohjeen mukaan raja-arvot teräsbetonielementtirakenteille ovat sallitulle painumalle 40 mm, kiertymälle 1/1200 ja

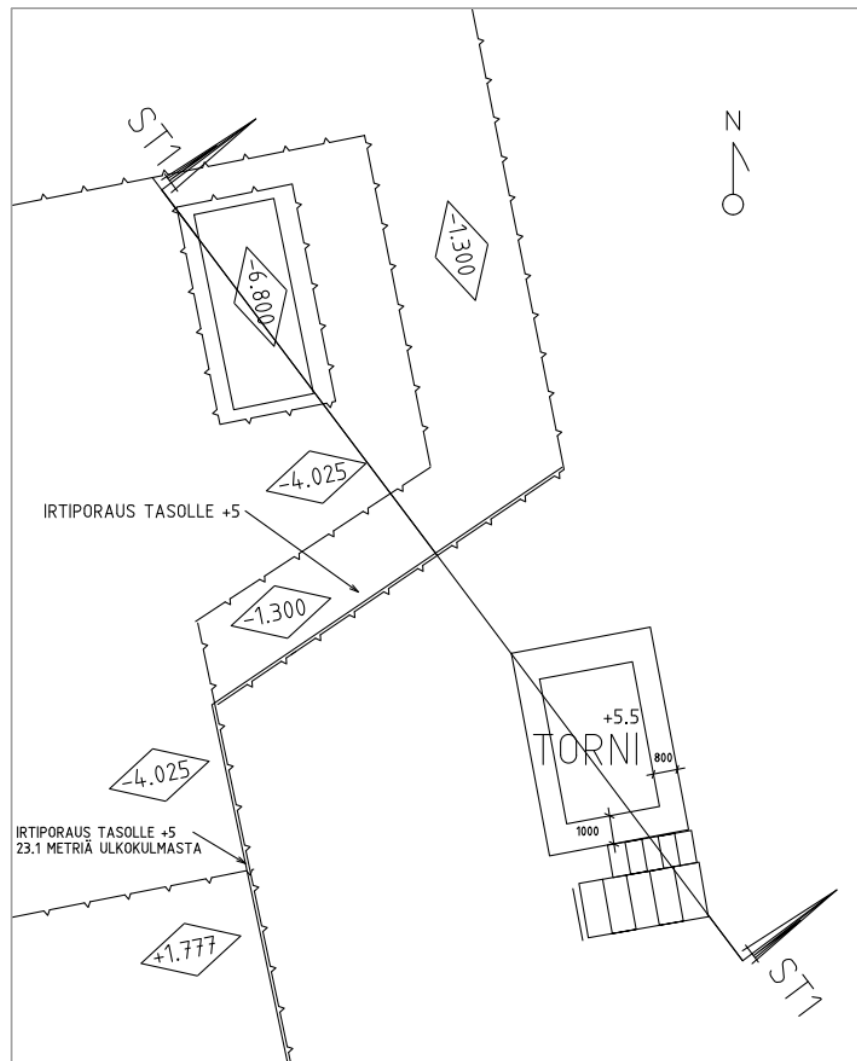
yläpään vaakasiirtymälle 13,3 mm (Ympäristöministeriö 2018, s. 29). Yläpään vaakasiirtymä oli tornin korkeudesta johtuen edellä mainituista raja-arvoista kriittisin, joten marginaalifunktio muodostettiin sen perusteella. Kiertymän raja-arvoksi saatiin tällöin 1/5600 eli perustusten suurin sallittu painumaero oli 1,4 mm.

Marginaalifunktio määritettiin kaavan 22 mukaan seuraavasti:

$$g(\gamma) = \gamma_d - \gamma \quad (32)$$

missä γ_d on suurin sallittu kiertymä
 γ on tornin perustusten kiertymä

Koska tilannetta ei geometrian monimutkaisuuden vuoksi voitu kuvata yksinkertaisella analyttisellä ratkaisulla, käytettiin tarkasteluun numeerista mallinnusta. Mallinnus tehtiin RS² -ohjelmistolla (versio 9.027). Kuten vertailulaskelmassa, tehtiin laskenta kaksikulotteisesti leikkauksen ST1 kohdalla (ks. kuva 14). Tornin perustusten kiertymä määriteltiin satunnaismuuttujaksi, jonka jakauma saatiin lukuisten numeeristen mallinnusten tuloksena. Tuloksien perusteella saatettiin laskea vaurioitumistodennäköisyys.



Kuva 14 Helsingin Olympiastadionin peruskorjauksen louhinnat tornin kohdalla (muokattu Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geotekninen osasto (2016b) mukaan).

6.3.2 Parametrien määrittäminen

Numeerista mallintamista varten tarvittiin geometrian lisäksi kallion sekä mahdollisen lujituksen parametrit. Kallion käyttäytymisen kuvaamiseen käytettiin Mohr Coulomb -mallia, sillä Hoek-Brown -myötökriteeri ei kohteen kalliomassan vähäisen rakoilun vuoksi soveltunut tapaukseen. Koska numeerisessa mallinnuksessa ei käytetty PEM-menetelmää, ei satunnaismuuttujien määrää tarvinnut karsia herkkyytstarkastelun avulla.

Kallion ominaisuudet

Kohteen kalliosta ei oltu tehty laboratoriokokeita kallion mekaanisten ominaisuuksien selvittämiseksi, joten niiden arvot jouduttiin arvioimaan kirjallisuuslähteistä. Saatavilla olevan tiedon perusteella tarkasteltavan kohdan kallioperä koostui pääosin graniitista ja graniittigneissistä sekä osin kiillegneissistä. Taulukko 8 listaa graniitille tyypillisiä parametrien arvoja kirjallisuudesta. Keskiarvo laskettiin eri lähteiden painotettuna keskiarvona ja keskihajonta kaavan 25 mukaisesti.

Taulukko 8 Graniitin ominaisuuksien tyypillisiä arvoja.

Suure [Yksikkö]	Keski- arvo	Keski- hajonta	Lähteet
Tiheys [g/cm ³]	2,65	0,05	Aladejare & Wang (2016), Kulhawy (1975)
Koheesio [MPa]	52,29	18,82	Aladejare & Wang (2016), Kulhawy (1975), Pariseau (2007), Schellart (2000)
Kitka- kulma [°]	45,66	6,56	Aladejare & Wang (2016), Kulhawy (1975), Pariseau (2007), Schellart (2000)
Kimmomo- duuli [GPa]	38,75	10,99	Aladejare & Wang (2016), Phoon et al. (2016a), Zhang (2017), HB-17 (2002)
Poisson-luku	0,27	0,06	Aladejare & Wang (2016), HB-17 (2002)
Vetolujuus [MPa]	10,19	2,88	Aladejare & Wang (2016), Pariseau (2007)

Koska tiheyden hajonta oli hyvin pientä (vain 1,9 %) voitiin sitä tarkastella deterministisenä muuttujana. Parametreille oletettiin jakaumat taulukon 5 mukaan. Parametrien jakaumat esitetään taulukossa 17.

Kallion jännitystila

Pystysuuntaisen jännityskentän voitiin tässä tapauksessa ajatella syntyvän pelkästään kalliion oman painon vuoksi:

$$\sigma_v = \rho g z \quad (33)$$

missä σ_v on pystysuuntainen jännitys
 ρ on tiheys
 g on putoamiskiihtyvyys
 z on syvyys kallionpinnasta

Hankkeessa ei oltu teetetty jännitystilamittauksia kohteesta. Vaakasuuntaista jännitystilaa jouduttiin siis arvioimaan Helsingin keskustan alueen muiden kohteiden jännitystilamittausten perusteella sekä subjektiivisin perustein.

Edistysaskeleista huolimatta monien jännitystilamittausmenetelmien tulokset ovat melko epävarmoja eikä mittauksia tehdä kaikissa kalliorakennushankkeissa. Etenkin jännityksen suunnan mittaaminen hydraulisen murtamisen menetelmällä on usein melko epätarkkaa. Lisäksi jännitystila vaihtelee mm. topografian mukaan. Vähäisen datan vuoksi järkevin vaihtoehto on usein esittää jännitystilan hajonta ääriarvojen ja yksinkertaisen kolmiomaisen tai tasajakautuksen avulla (Langford 2013, s. 66).

Jännitystilan arvioimiseen käytettiin Olympiastadionin lähellä olevia jännitystilamittauksia Arkadianmäellä, Meilahdessa, Vallilassa ja Fleminginkadulla (Pennala 2017, liite 2 ja 3). Mittaukset on tehty hydraulisen murtamisen ja irtikairauksen menetelmillä. Näistä etenkin hydraulinen murtaminen on hyvin epätarkka jännityksen suunnan suhteen. Hajonta oli hyvin suurta sekä jännityksen suuruudessa että suunnassa. Mittausten suurin vaakasuuntainen jännitys oli keskiarvoltaan 10,99 MPa ja keskihajonnaltaan 6,55 MPa. Heikkomman vaakajännityksen suuruus oli keskimäärin puolet suurimmasta vaakajännityksestä variaatiokertoimella 0,63.

Vaakajännitykseen vaikuttaa myös pystysuuntainen jännitys, mutta pintakalliossa yhteys ei usein ole selkeä. Suurin osa mittauksista oli 10-20 m syvyydestä, kun tarkasteltava avolouhinta ulottui noin 16 m syvyyteen kallionpinnasta. Tarkastellut mittaukset eivät näyttäneet muuttuvan syvyyden funktiona tarkastellulla syvyydellä.

Tornin kohdalla vaakajännityskenttään vaikuttivat myös ympäristössä olevat olemassa olevat louhinnat ja topografia. Tornin ja Olympiastadionin viereisten pallokenttien välissä oli louhittu kallioseinä. Lisäksi torni sijaitsi ikään kuin kalliomäellä. Näiden tekijöiden tulkittiin heikentävän jonkin verran vaakasuuntaista jännityskenttää.

Suurimman vaakajännityksen keskimääräinen suunta mittauksissa oli 324° keskihajonnalla 97° . Leikkaus ST1 oli siis suurin piirtein suurimman vaakajännityksen suuntainen. Suunta vastaa suurin piirtein Suomessa yleistä suurimman pääjännityksen suuntaa, joka on luode-kaakko -suuntainen.

Vaikka tarkastelluissa jännitystilamittauksissa ei havaittu selkeää yhteyttä vaakajännityksen ja syvyyden välillä, voitiin perustellusti olettaa, että lähellä pintaa jännitystila on heikompi kuin hieman syvemmällä. Siksi vaakajännitys määritettiin laskentaa varten suhteessa pystysuuntaiseen jännitykseen. Suhde määritettiin siten, että 40 m syvyydessä vaakajännitys on mittausdatan keskiarvon mukainen. Läheisen avolouhinnan ja topografian vuoksi vaakajännityksen arvioitiin olevan tornin kohdalla puolet heikompi kuin mittauksien perusteella. Tällöin suurimman eli leikkauksen suuntaisen vaakajännityksen suhde kallion painosta aiheutuvaan pystyjännitykseen oli keskimäärin 5,23 keskihajonnalla 3,28. Heikommalle eli leikkausta kohtaan kohtisuoralle vaakajännitykselle suhde oli 2,87 keskihajonnalla 1,48.

Rakoilu

Tässä työssä tarkastellut kairaukset tehtiin aivan tornin läheisyydestä, joten niistä saatuja tietoja voitiin pitää melko kuvaavina tarkasteltavan kohdan osalta. Yksi luvussa 6.2.2 esitetyistä päärakosuunnista oli lähes leikkauksen suuntainen, joten sitä ei voitu tarkastella laskennassa. Tarkasteltavat rakosuunnat olivat siis pysty- ja vaakarakoilu, joiden keskimääräiset suunnat ovat $89^\circ/096^\circ$ ja $17^\circ/180^\circ$. Rakoilun todellista jakauman muotoa on matemaattisesti vaikea kuvata, joten rakojen suunta oletettiin taulukon 5 mukaan Fisher-jakauman mukaiseksi.

Kairareikien perusteella on mahdotonta arvioida rakojen pituutta, joten käytettiin kirjallisuudesta saatua arviota. Wennerström et al. (2006) tutkivat Helsingin seudun taajamien rakopituuksia. Rakopituuden oletettiin noudattavan lognormaalijakaumaa, jolloin saatiin rakoilun pituudelle odotusarvoksi 3,11 m keskihajonnalla 6,53 m. Rakosuuntia vastaavat Fisherin K -parametrit sekä rakopituus listataan taulukossa 9.

Rakoilun intensiteettiä arvioitiin kaavalla (Baecher et al. 1977, s. 6):

$$I = \frac{N}{2l \cos(\alpha)r} \quad (34)$$

missä N on havaittujen rakojen määrä
l on havaintopituus
 α on scanline ja raon välinen kulma
r on raon säde

Koska RS²-laskentaohjelma ei pystynyt käsittelemään intensiteettiä satunnaismuuttujana, käytettiin odotusarvoilla laskettua determinististä arvoa. Koska laskennassa ei tarkasteltu lyhyitä rakoja, intensiteetti skaalattiin todennäköisyydellä P(rakopituus \geq 3 m).

Taulukko 9 Tarkasteltujen rakosuuntien Fisherin K -parametri, rakoilun pituus sekä intensiteetti.

Rakosuunta	Fisherin K	Rakopituus [m]		Intensiteetti [1/m ²]
		Odotusarvo	Keskihajonta	
89°/096°	31,03	3,11	6,53	0,0156
17°/180°	15,61			0,0149

Rakojen jäykkyydet

Raon normaali- ja leikkausjäykkyydet saatiin rakoleikkauskokeista raon normaalin suuntaisen jännityksen funktiona:

$$j_{kn} = a_n \sigma_n^{e_n} \quad (35)$$

$$j_{ks} = a_s \sigma_n^{e_s} \quad (36)$$

missä a_n on normaalijäykkyyden sovitetun käyrän parametri
 σ_n on raon normaalijännitys
 e_n on normaalijäykkyyden sovitetun käyrän parametri
 a_s on leikkausjäykkyyden sovitetun käyrän parametri
 e_s on leikkausjäykkyyden sovitetun käyrän parametri

Jäykkyyksien parametrien a ja e erojen vaikutus jäykkyyden suuruuteen eri rakosuuntien välillä oli pienempi kuin normaalijännityksestä aiheutuva vaikutus. Siksi parametreja ei eroteltu rakosuunnittain.

Rakoleikkauskokeessa käytetyn laitteen voiman mittaustarkkuus oli < 2 %, jolloin mitausvirheen keskihajonta oli n. 0,7 %. Virhe oli hyvin pieni, joten se jätettiin huomioita. Tilastollinen epävarmuus laskettiin kaavalla 18. Eri epävarmuustekijöiden eli mittaustulosten hajonnan sekä tilastollisen epävarmuuden vaikutus parametrin hajontaan laskettiin kaavalla 25, jolloin saatiin parametrien kokonaisepävarmuudet taulukon 10 mukaisesti.

Taulukko 10 Rakojen normaali- ja leikkausjännitysten käyrien parametrien otoskeskiarvo ja epävarmuudet.

		a_n	e_n	a_s	e_s
Pystyra- koilu	\bar{x}	43,52	0,5	4,41	0,35
	COV_μ	0,16	0,12	0,32	0,48
	$\sqrt{s^2}$	17,14	0,15	3,42	0,41
	$\sigma_{x,tot}$	18,51	0,16	3,69	0,45

Koska jäykkyydet laskettiin tutkimustuloksiin sovitetusta käyrästä, syntyi muunnosvirhettä. Virhettä arvioitiin laskemalla mittapisteiden ero sovitettuun käyrään. Tällöin saatiin normaalijäykkyyden muunnosmallin virheeksi $\varepsilon_{t,jkn} \sim N(-0.7, 5.46)$ ja leikkausjäykkyyden $\varepsilon_{t,jks} \sim N(0.16, 1.01)$. Raon jäykkyyksien epävarmuustekijät huomioitiin siis yhtälöillä 37 ja 38, joissa satunnaismuuttujia olivat a_n , a_s , e_n , e_s , σ_n , ε_{jkn} ja ε_{jks} .

$$j_{kn} = a_n \sigma_n^{e_n} + \varepsilon_{jkn} \quad (37)$$

$$j_{ks} = a_s \sigma_n^{e_s} + \varepsilon_{jks} \quad (38)$$

Raon suuntainen normaalijännitys laskettiin kaavalla

$$\sigma_n = \sigma_h \cos(90 - \alpha) + \sigma_v \sin(90 - \alpha) \quad (39)$$

missä α on raon kaadekulma
 σ_h on vaakasuuntainen jännitys

Koska numeerinen laskentaohjelma ei hyväksynyt funktioita parametrien määritelmässä tai pystynyt käsittelemään parametrien korrelaatiota, jouduttiin normaalijännityksen epävarmuus sisällyttämään jäykkyyksien kokonaisepävarmuuteen. Realistisempaa olisi ollut huomioida raon kaadekulma ja jännityskenttä erillisinä satunnaismuuttujina, jolloin niiden ja raon jäykkyyden keskinäinen korrelaatio olisi säilynyt.

Pystysuoran jännityksen epävarmuus oletettiin muodostuvan pelkästään syvyydestä, jota kuvattiin kolmiojakaumalla. Realistisempi jakauma olisi ollut tasajakauma, mutta koska jäykkyyksissä haluttiin painottaa avolouhinnan läheisyydessä olevia rakoja, käytettiin kolmiojakaumaa, jonka arvot vaihtelivat $0 \leq z \leq 60$ ja jonka moodi oli 8. Vaakajännityksen keskiarvo ja keskihajonta laskettiin pystyjännityksen avulla.

Kaavalla 24 saatiin kaavoista 37-39 laskettua jäykkyyksien kokonaisepävarmuudet, jotka ovat nähtävissä taulukossa 11. Jäykkyydet oletettiin normaalijakautuneiksi.

Taulukko 11 Rakojen jäykkyyksien odotusarvo ja kokonaisepävarmuus.

		Normaalijäykkyys j_{kn}	Leikkausjäykkyys j_{ks}
Pystyrakoilu	μ	58,2	5,22
	σ_{tot}	26,74	7,55
Vaakarakoilu	μ	49,98	5,19
	σ_{tot}	42,23	6,17

Rakojen kitkakulma ja koheesio

Vaakarakoilun kitkakulma sekä koheesio määritettiin luvussa 6.2.2. Vastaavasti määritettiin kyseiset parametrit pystyrakoilulle taulukon 12 mukaisesti.

Taulukko 12 Pystyrakoilun kitkakulman ja koheesio päivitys Bayesian-menetelmällä.

		c [MPa]	ϕ [°]	c_r [MPa]	ϕ_r [°]
	\bar{x}	1,3	30,25	0	31,5
Pystyra- koilu	$\sqrt{s^2}$	0,78	10,81	0	10,66
	μ''	0,97	31,90	-	33,29
	σ''	0,87	11,71	-	11,4

Tornin kuormat ja perustukset

Laskennassa tarkasteltiin tornin painosta sekä torniin kohdistuvasta tuulikuormasta aiheutuvaa kuormitusta kallioon. Tässä työssä ei käsitelty tarkasteltavien tuulikuormien esiintymistodennäköisyyksiä. Laskenta tehtiin siis tilanteessa, jossa tarkasteltava tuuli kuormittaa tornia staattisesti. Kuormia käsiteltiin deterministisenä, sillä numeerinen laskentaohjelma ei sallinut kuormien vaihtelua.

Taulukko 13 Tornin kallioon kohdistamat kuormat leikkauksessa ST1 (puuskatuulikuorma pitkän sivun mukaan) (muokattu Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geotekninen osasto (2016a, s. 112) mukaan).

Kuorma	Jännitys [MPa/m]
Tornin paino	0,57
Puuskatuulikuorma	-0,213L+0,83

L on etäisyys tornin kaivannon puoleisesta reunasta

Tornin perustukset mallinnettiin osin painottomana materiaalina, sillä niiden paino on otettu huomioon jo tornin omapainossa. Perustusten betonin oletetut ominaisuudet esitetään taulukossa 14. Betonia käsiteltiin deterministisenä materiaalina, sillä sen parametrien hajonnan oletettiin olevan pieniä.

Taulukko 14 Tornin perustusten betonin ominaisuudet

Ominaisuus [Yksikkö]	Suuruus
Vetolujuus [MPa]	2,2
Kitkakulma [°]	51
Koheesio [MPa]	0,96
Yksikköpaino [MN/m ³]	0,024
Kimmomoduuli [GPa]	30
Poisson-luku	0,2

Kalliolujitukset

Tornin puoleiselle seinämälle oli suunniteltu asennettavaksi vaihteittain neljä riviä esijännitettyjä ankkureita. Rivissä ankkurien väli oli 800 mm ja esijännitys 50 kN. Ankkurien tekniset tiedot esitetään taulukossa 15. Koska ankkurit ovat tehdasvalmisteisia, oletettiin niiden ominaisuuksien hajonta pieneksi ja käytettiin deterministisiä arvoja.

Taulukko 15 Suunnitelmissa käytettyjen ankkurien tekniset ominaisuudet (muokattu Solcon (2018) mukaan).

Ominaisuus [yksikkö]	Yksittäinen ankkuri
Poikkipinta-ala [mm ²]	382
Murtokuorma [kN]	220
Myötökuorma [kN]	180
Kimmomoduuli [GPa]	210

Lisäksi asennettiin ennakkopulttirivi teräslaadusta A500HW, jossa pulttien väli rivissä oli 1 m. Pulteille käytettiin taulukon 16 mukaisia teknisiä ominaisuuksia. Kuten ankkureille pulttien parametreille käytettiin deterministisiä arvoja.

Taulukko 16 Harjateräspulttien tekniset ominaisuudet.

Ominaisuus [yksikkö]	Yksittäinen ankkuri
Poikkipinta-ala [mm ²]	491
Murtokuorma [kN]	270
Myötökuorma [kN]	245
Kimmomoduuli [GPa]	200

6.3.3 Laskenta

Numeerinen laskenta tehtiin Rocscience RS²-ohjelmalla (versio 9.027). Taulukossa 17 esitetään yhteenveto käytetyistä laskentaparametreista. Tarpeen mukaan parametreille määritettiin myös minimi- ja maksimi-arvot, jotta satunnaisotanta ei valitsisi epärealistisia arvoja äärettömille jakaumille. Tyyppityksen vuoksi keskiarvo ja keskihajonta muuttuivat.

Laskenta tehtiin yhdeksässä vaiheessa, jotta voitiin simuloida louhinnan ja lujitusten vaiheistus todenmukaisemmin. Leikkaus ST1 ja louhinnan vaiheet ovat nähtävissä kuvassa 15. Kaivanto louhittiin neljässä osassa pengerlouhintana. Laskentavaiheet olivat seuraavat:

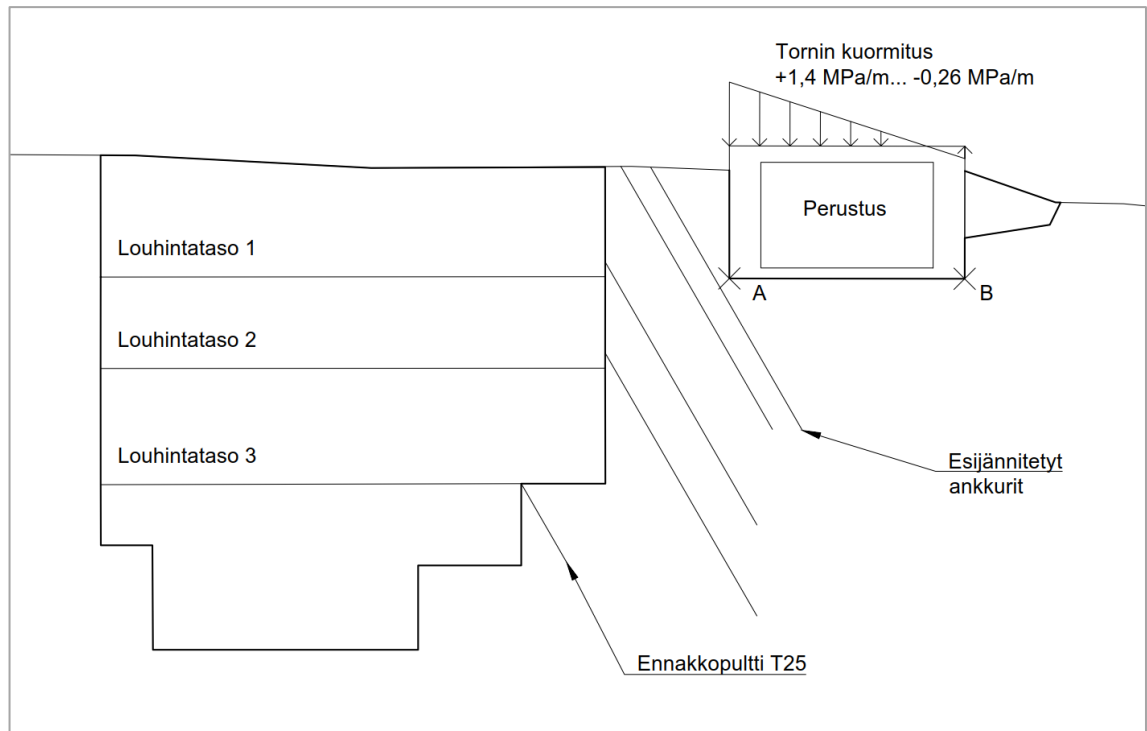
1. Alkutila
2. Tornin perustusten louhinta
3. Tornin perustukset
4. Tornin kuormat
5. Esijännitetyt ankkurit kalliopinnan tasosta
6. Louhinta tasolle 1 ja esijännitetyt ankkurit
7. Louhinta tasolle 2 ja esijännitetyt ankkurit
8. Louhinta tasolle 3 ja ennakkopultit
9. Pohjan louhinta

Laskenta-alue oli n. 60 m syvä ja n. 160 m leveä. Laskennan keventämiseksi alle 3 m pituiset raot suodatettiin pois, sillä niiden merkitys on pieni. Rakoilu täytyi muuttaa manuaalisesti, joten se tehtiin 100 iteraatiokierroksen välein.

Taulukko 17 Laskentaparametrien jakaumat ja alkuperäisten sekä typistettyjen jakaumien tunnusluvut.

Suure [Yksikkö]	Jakauma	μ	σ	min	max	μ_{typ}	σ_{typ}
Tiheys [g/m ³]	-	2.64	-	-	-	-	-
Koheesio [MPa]	Normaali	43.74	25.40	0	176	46.15	23.12
Kitkakulma [°]	Normaali	42.81	7.25	0	90	42.81	7.25
Kimmomoduuli [GPa]	Lognormaali	47.93	12.19	0.50	97.38	47.84	12.01
Poisson-luku	Lognormaali	0.24	0.02	0.04	0.44	0.23	0.02
Vetolujuus [MPa]	Normaali	10.92	3.45	0.26	34.14	10.93	3.43
Vaakajännityksen suhde pystyjännitykseen leikkauksen tasossa	Normaali	5.23	3.28	1	11.79	5.68	2.55
Vaakajännityksen suhde pystyjännitykseen kohtisuoraan leikkausta	Normaali	2.87	1.48	1	5.83	3.08	1.14
Vaakarakoilu [°]	Fisher	17°/180°*	15,61*	-	-	-	-
Pystyrakoilu [°]	Fisher	89°/096°*	31,03*	-	-	-	-
Rakopituus [m]	Lognormaali	3.11	6.53	3	200	8.69	8.67
Vaakarakoilun kitkakulma [°]	Normaali	39.18	5.49	0	90	39.18	5.49
Pystyrakoilun kitkakulma [°]	Normaali	31.90	11.71	0	90	32.01	11.56
Vaakarakoilun koheesio [MPa]	Normaali	1.99	0.80	0	6	2.00	0.78
Pystyrakoilun koheesio [MPa]	Normaali	0.97	0.87	0	4	1.19	0.71
Vaakarakoilun jäännöskitkakulma [°]	Normaali	40.48	0.79	0	90	40.48	0.79
Pystyrakoilun jäännöskitkakulma [°]	Normaali	33.29	11.40	0	90	33.36	11.31
Vaakarakoilun jäännöskoheesio [MPa]	-	0	0	-	-	-	-
Pystyrakoilun jäännöskoheesio [MPa]	-	0	0	-	-	-	-
Vaakarakoilun normaali jäykkyys [MPa/mm]	Normaali	69.62	80.55	15	230.73	98.71	52.59
Pystyrakoilun normaali jäykkyys [MPa/mm]	Normaali	82.21	61.25	15	204.70	94.19	45.35
Vaakarakoilun leikkajäykkyys [MPa/mm]	Normaali	7.22	4	1	15.23	7.51	3.29
Pystyrakoilun leikkajäykkyys [MPa/mm]	Normaali	6.35	7.32	1	20.98	8.82	4.86

* Keskiarvon ja keskihajonnan sijaan ilmoitettu keskimääräinen suunta ja Fisherin K -parametri μ_{typ} , σ_{typ} ovat typistetyn jakauman keskiarvo ja keskihajonta



Kuva 15 Leikkaus ST1.

Satunnaismuuttujia oli niin monta, että PEM-menetelmä ei tullut kyseeseen, joten laskenta tehtiin Monte Carlo -menetelmällä. Iteraatioiden määrää kasvatettiin, kunnes tulosten COV ja keskiarvo pysyivät vakiona 5% tarkkuustasolla. Keskiarvojen ja keskihajontojen määrittämiseen riittää yleensä n. 1000 Monte Carlo -iteraatiota (Dodson et al. 2014, s. 67). Koska todennäköisyyspohjaisesti tarkasteltavia laskentaparametreja oli suuri määrä, jouduttiin kuitenkin tekemään useampia iteraatioita.

Tuloksista tarkasteltiin tornin anturan päiden eli pisteiden A ja B pystysiirtymien erotusta (ks. kuva 15). Lopullisia siirtymiä verrattiin vaiheeseen 4, jotta voitiin erotella vain louhinnasta aiheutuvat muutokset. Laskentaohjelma antoi tulokset vain momentteina, joten pystysiirtymien jakauma jouduttiin oletamaan. Siirtymien jakaumana käytettiin normaali-jakaumaa, sillä siirtymät muodostuivat usean satunnaismuuttujan vaikutuksesta.

Laskenta-vaihe	Siirtymien tarkkailupiste	Keskiarvo [mm]	Keskihajonta [mm]
4	A	-0,215	0,0565
	B	-0,144	0,0462
9	A	-0,244	0,106
	B	-0,105	0,0878

Taulukko 18 Laskennan tuloksena saadut pystysiirtymät.

Taulukossa 18 luetellaan tulokseksi saadut perustuksen päiden pystysiirtymät. Keskihajonnassa huomioitiin myös keskiarvon epävarmuus. Taulukko 19 esittää päiden siirtymien väliset korrelaatiokertoimet korrelaatiomatriisin muodossa. Keskimääräinen kiertymä oli n. 1/114820, jonka kaavan 23 avulla arvioitu COV oli 283 %. Koska keskimääräinen kiertymä on hyvin pieni, on hajonta suhteellisesti suuri. Kiertymää vastaava tornin yläpään vaakasiirtymä oli keskimäärin 0,627 mm.

	4A	4B	9A	9B
4A	1	-	0,69	-
4B	-	1	-	0,56
9A	0,69	-	1	-
9B	-	0,56	-	1

Taulukko 19 Pystysiirtymien korrelaatiomatriisi. Luku merkitsee laskentavaihetta ja kirjain pystysiirtymien tarkkailupistettä.

6.3.4 Tulokset ja pohdintaa

Marginaalifunktio ratkaistiin FORM-menetelmällä käyttäen Low & Tang (2007) kehittämää Excel-pohjaa. FORM-menetelmän tuloksena saatiin luotettavuusindeksin arvo 12,46 ja ilman korrelaation huomioimista 8,55. Tätä vastaava vaurioitumistodennäköisyys on häviävän pieni. Tulos ylitti reilusti Eurokoodien vaatimukset luotettavuusindeksille.

Tuloksena saatu vaurioitumistodennäköisyys perustuu voimakkaasti käytettyyn suurimman sallitun kiertymän raja-arvoon. Jos tornin rakennetta tarkasteltaisiin tarkemmin, voitaisiin kiertymälle saada eri raja-arvo, jolloin vaurioitumistodennäköisyyskin voisi olla toinen. Vaurioitumistodennäköisyys ei siis viittaa tornin kaatumiseen tai vastaavaan tapahtumaan, vaan pelkästään käytetyn raja-arvon ylittymiseen.

Tulokset sisälsivät laskentaan ja malliin liittyviä episteemisiä epävarmuuden lähteitä, joita ei laskennassa voitu ottaa huomioon. Esimerkiksi kallion ja rakoilun leikkauslujuuden kuvaamiseen käytetty Mohr Coulomb -kriteerin sekä muiden materiaalmallien epävarmuutta ei huomioitu. Parametrien välisiä yhteyksiä jouduttiin myös yksinkertaistamaan laskentaohjelman rajoitteiden vuoksi, jolloin korrelaatiota ei voitu huomioida. Tilanteen mallintaminen kaksiulotteisena aiheutti lisää epävarmuutta, sillä se ei kuvaa todellisuutta yhtä tarkasti kuin kolmiulotteinen malli. Lisäksi laskennassa ei huomioitu louhinnan tärinöistä mahdollisesti aiheutuvia siirtymiä.

Merkittävä kallioparametreihin liittyvä laskennassa tehty yksinkertaistus liittyi luonnolliseen vaihteluun. Laskentaohjelma käytti laskennassa yhtä parametrin arvoa koko kalliomassalle, vaikkakin eri arvoa joka iteraatiolla. Todellisuudessa kallioparametri voi saada vaihtelevia arvoja tarkasteltavan alueen sisällä. Tällöin vaikutus tuloksiin on erilainen. Kalliomassa pitäisi siis mallintaa lukuisina erillisinä materiaaleina, joiden parametrit määräytyvät sekä tilastollisten jakaumien että spatiaalisen korrelaation mukaisesti. RS²-ohjelmisto ei kuitenkaan tukenut tällaista menetelmää.

Laskentaohjelman vuoksi syntyi myös epätarkkuuksia, kun kiertymä yksinkertaistettiin momenteiksi. Jos kiertymä oli normaalijakautunut, ei tästä aiheutunut virhettä, mutta muilla jakaumatyypeillä ensimmäiset kaksi momenttia eivät pysty kuvaamaan jakaumaa täysin tarkasti. Lisäksi rakoilun vaihtelua olisi voitu kuvata paremmin, jos raot olisi rakennettu uudennlaisiksi jokaisella iteraatiolla, eikä vain 100 iteraation välein.

Näiden edellä mainittujen epävarmuustekijöiden vaikutusta vaurioitumistodennäköisyyteen ei tässä tapauksessa voitu määrittää. Tuloksen tulkinnassa on tärkeä huomioida, että laskettu vaurioitumistodennäköisyys pätee vain tilanteessa, jossa arvion mukainen puuskatuulikuorma tosiaan kuormittaa tornia. Tämä kasvatti laskettua vaurioitumistodennäköisyyttä, sillä todellisessa vaurioitumistodennäköisyydessä huomioon täytyisi ottaa myös puuskatuulikuorman esiintymistaajuus. Laskettua vaurioitumistodennäköisyyttä

kasvatti myös se, että sen suuruudessa huomioitiin parametrien episteeminen epävarmuus. Parametrien epävarmuuksista eräs merkittävimmistä oli vaakajännitykseen liittyvä epävarmuus. Vaakajännityksen suuruuden arviointi oli hyvin epävarmaa, sillä kohdekohtaista mittaustietoa ei ollut, eikä pintakallion jännitystä tunneta ilmiönä kovin hyvin. Jännitystilalla voi olla suurikin vaikutus vaurioitumistodennäköisyyteen ja sen virheellinen arviointi voi aiheuttaa vääristymää.

6.3.5 Vertailu deterministiseen laskentatapaan

Vertailulaskelmassa laskenta oli tehty sekä rakotesteistä määritellyillä että kartoitusten perusteella määritellyillä rakoparametreilla. Vertailukelpoisuuden vuoksi tämän työn laskelmia verrattiin rakotesteistä määriteltujen parametrien perusteella tehtyihin laskelmiin. Vertailulaskelmassa käytettiin taulukon 20 mukaisia rakoilun ja jännityksen parametrien arvoja.

Taulukko 20 Deterministisen vertailulaskelman laskentaparametrit (Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geotekninen osasto 2016a, s. 110-111)

Parametri [Yksikkö]	Deterministinen arvo
Leikkauksen suuntainen vaakajännitys [MPa]	5
Leikkausta vastaan kohtisuora vaakajännitys [MPa]	2
Vaakarakoilun kitkakulma [°]	40
Pystyrakoilun kitkakulma [°]	30
Vaakarakoilun koheesio [MPa]	0
Pystyrakoilun koheesio [MPa]	0
Vaakarakoilun normaalijäykkyys [MPa/mm]	43
Pystyrakoilun normaalijäykkyys [MPa/mm]	60
Vaakarakoilun leikkausjäykkyys [MPa/mm]	4
Pystyrakoilun leikkausjäykkyys [MPa/mm]	4,6

Vertailulaskelmassa käytetyt parametrit olivat keskimäärin konservatiivisemmat kuin tässä työssä määritellyt keskiarvot. Kitkakulman arvot olivat vähemmän konservatiiviset, mutta muut arvot vastasivat parametrasta riippuen n. 0,5 – 40,5 % heikointa fraktiilia tässä työssä määritetyistä jakaumista. Koska iso osa parametreista jouduttiin määrittämään muun kuin kohdekohtaisen tiedon perusteella, oli parametrien määrittämistä niiltä osin vaikea verrata.

Vertailulaskelmassa oli pieniä eroja louhinnan geometriassa sekä suunnitelluissa kallion lujitusrakenteissa tämän työn laskelmien perustana käytettyihin suunnitelmiin verrattuna. Myös rakoilu oli mallinnettu eri tavalla. Osa tuloksien eroista saattoi siis johtua myös näistä eroavaisuuksista. Lisäksi vertailulaskelmassa oli verrattu lopputilannetta sekä tilannetta ennen tornin aiheuttamia kuormia, toisin kuin tässä työssä. Vastaavalla vertailulla tämän työn tulokseksi olisi saatu luotettavuusindeksin arvo 10,36. Ilman korrelaation huomioimista luotettavuusindeksin arvo olisi ollut 8,84.

Vertailulaskelman tuloksena saatu kiertymä oli 1/7800, mikä oli pienempi kuin tässä työssä käytetty raja-arvo. Lopullisten siirtymien suuruusluokka oli sama kuin tämän työn laskelmissa, mutta anturan päiden siirtymäero oli suurempi. Tämän työn laskelmien perusteella saadun kiertymän jakauman mukaan 1/7800 tai suuremman kiertymän todennäköisyys olisi hyvin pieni. Vertailulaskelmassa oli tehty myös toinen laskenta kartoitustiedoista Barton-Bandis -kaavojen avulla arvioituilla rakoparametreilla, jolloin kiertymäksi oli saatu 1/4800. Tulos oli hieman yli tämän työn mukaisen raja-arvon.

Suurin osa RBD-menetelmällä laskettuun tulokseen liittyvistä epävarmuustekijöistä pätee myös deterministiseen laskentaan, kuten esimerkiksi kaksiulotteisuudesta ja laskentamallista aiheutuva epävarmuus. Sen lisäksi deterministisessä laskennassa syntyy RBD:tä suurempi epävarmuus siitä, että käytetyt laskentaparametrit eivät välttämättä vastaa todellisuutta. Myös rakoilulla oli merkitystä tämän työn tuloksen kannalta. Deterministisessä laskennassa tulosta tarkastellaan vain yhdellä rakoasetelmalla, kun taas luotettavuuteen perustuva suunnittelu mahdollistaa eri asetelmien huomioimisen kvantitatiivisesti.

6.4 Laskelmien yhteenveto ja johtopäätökset

Luvun 6.2 esimerkki havainnollisti luotettavuuteen perustuvan suunnittelun periaatteita yksinkertaisella esimerkillä. Vertailu perinteiseen kokonaisvarmuuskerroinmenetelmään osoitti RBD-menetelmän antavan laajemman näkökulman rakenteen luotettavuuteen. Luvun 6.3 laskelmissa deterministinen laskentatapa tuotti RBD-menetelmää konservatiivisemman tuloksen. Konservatiiviset parametrivalinnat aiheuttavatkin usein epätodennäköisen konservatiivisia tuloksia, etenkin jos laskennassa käytetään useita parametreja.

Kuten luvun 6.2 esimerkki havainnollistaa, RBD-menetelmä soveltuu hyvin yksinkertaisiin laskelmiin. Tosin laskentamallien yksinkertaistukset voivat tehdä tuloksista melko nimellisiä. Samat yksinkertaistukset pätevät kuitenkin myös deterministisiin laskelmiin, joiden tulokset ovat siten yhtä riippuvaisia laskentaan liittyvistä oletuksista.

RBD-menetelmän soveltaminen yhdessä numeerisen mallintamisen kanssa oli käytetyllä laskentaohjelmalla melko hidasta. Tämän lisäksi ohjelmassa oli muutamia puutteita, kuten korrelaation huomioimatta jättäminen sekä tulosten suppea raportointi. Laskennan hitaudesta johtuen luvun 6.3 menetelmä soveltuu heikosti suunnitteluun yrityksen ja erehdyksen kautta, vaan pikemminkin muilla, kuten PEM- tai perinteisillä deterministisillä menetelmillä laadittujen suunnitelmien varmistamiseen.

Hyvin suuriin tai raskaisiin numeerisiin malleihin menetelmää ei nykyisellään ole järkevää soveltaa, sillä yhdenkin laskennan tekeminen vaatii melko pitkän ajan. Jos satunnaismuuttujien määrä saadaan rajattua melko pieneksi voisi PEM-menetelmä olla epätarkkuuksistaan huolimatta mahdollinen työkalu myös raskaampien mallien laskentaan. Numeeriseen mallintamiseen voi hyödyntää myös mahdollisesti nopeampia mutta matemaattisesti monimutkaisempia ratkaisuja, kuten Response Surface -menetelmää tai neuroverkkoja, mutta ne vaativat käyttäjältä huomattavasti enemmän tietotaitoa.

RBD-menetelmän tuloksiin liittyy aina epävarmuutta, kuten myös determinististen laskelmien tuloksiin. Luotettavuuteen perustuva suunnittelumenetelmä antaa suunnittelijalle kuitenkin paremmat eväät hahmottaa suunnitelmiin liittyvää epävarmuutta ja arvioida sen vaikutuksia rakenteeseen.

7 Johtopäätökset

Luotettavuuteen perustuvaa suunnittelua voidaan käyttää useissa tyypillisissä kalliorakenteiden mitoituslaskelmissa arvioimaan suunnittelun epävarmuustekijöiden vaikutusta rakenteen varmuuteen. Menetelmä tarjoaa lisäarvoa etenkin haastavissa ja riskialttiissa kohteissa sekä silloin, kun lähtötiedot ovat puutteellisia. Menetelmän etuna ovat muun muassa epävarmuuden huomioiminen kvantitatiivisesti ja johdonmukaisesti sekä luotettavuudeltaan vertailukelpoisten suunnitelmien tuottaminen. Kun lähtötiedoissa on suurta vaihtelua tai epävarmuutta, on vaurioitumistodennäköisyys tai luotettavuusindeksi myös varmempi määritelmä luotettavuudelle kuin varmuuskerroin. Lisäksi RBD mahdollistaa Bayesian-menetelmän käytön osana suunnittelua, mikä helpottaa parametrien arviointia, kun kohdekohtaisia lähtötietoja on heikosti. Toisin kuin deterministisessä suunnittelussa, luotettavuuteen perustuvassa suunnittelussa pystytään ottamaan huomioon parametrien korrelaatio sekä joidenkin parametrien vaihteleva vaikutus edullisena tai epäedullisena. Kaiken kaikkiaan RBD-menetelmä havainnollistaa rakenteen herkkyyttä epävarmuudelle ja voi parhaimmillaan mahdollistaa turvallisempien ja taloudellisempien rakenteiden suunnittelun.

Eduistaan huolimatta RBD ei sovellu kaikkiin tilanteisiin, kuten esimerkiksi hyvin rasakaaseen numeeriseen mallintamiseen. Rutiininomaisiin, yksinkertaisiin tapauksiin menetelmä saattaa olla liioiteltu, sillä se on usein hieman perinteisiä menetelmiä työlämpi. Lisäksi menetelmän soveltaminen on haastavaa, jos epävarmuutta on vaikea määritellä kvantitatiivisesti, esimerkiksi jos kallion käyttäytyminen on epäselvää tai hyvin monimutkaista.

Luotettavuuteen perustuvan suunnittelun käyttöä hankaloittavat toistaiseksi vielä muutamat käytännön haasteet. RBD-menetelmän suhteen yleisimmin käytössä olevat numeerisen laskennan ohjelmistot ovat vielä puutteellisia, eikä esimerkiksi spatiaalista vaihtelua voi huomioida tarkasti ilman omaa ohjelmointia. Lisäksi numeerinen laskenta RBD-menetelmällä vie aikaa. Haastavaa voi olla myös kaikkien oleellisten epävarmuuden lähteiden huomioiminen, minkä seurauksena vaurioitumistodennäköisyyden arvo voi olla jokseenkin nimellinen.

Jotta luotettavuuteen perustuvaa suunnittelua voitaisiin soveltaa laajemmin, on kalliotekniikkaan soveltuvien ohjelmistojen kehittäminen erityisen tärkeää. Myös laskentamallien epävarmuus, soveltuvat marginaalifunktiot sekä sallittujen vaurioitumistodennäköisyyksien raja-arvot tulisi määritellä kalliorakenteiden suunnittelun näkökulmasta. Bayesian-menetelmän käyttöä helpottaisi kallion ominaisuuksien, luonnollisen vaihtelun ja korrelaation tilastointi nykyistä tarkemmin ja kattavammin. Ennen kaikkea kalliorakenteiden suunnitteluun tulisi kehittää yhtenäisiä käytäntöjä ja ohjeistusta luotettavuuteen perustuvan suunnittelun soveltamiseen.

Luotettavuuteen perustuva suunnittelu ei poista kalliorakenteiden suunnitteluun vääjäämättä liittyvää epävarmuutta, mutta antaa erään näkökulman tämän epävarmuuden ymmärtämiseen ja sen vaikutusten arvioimiseen. Sekä deterministisillä että todennäköisyyspohjaisilla suunnittelumenetelmillä on omat etunsa ja käyttömahdollisuutensa, ja ideaalitapauksessa niitä voitaisiin käyttää täydentämään toisiaan.

Lähdeluettelo

- Aladejare, A. & Wang, Y. 2016. *Evaluation of rock property variability*. Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards. [verkkolehti]. Vol 11:1. S. 22-41. ISSN 1749-9526. Saatavissa: DOI 10.1080/17499518.2016.1207784
- Aladejare, A. & Wang, Y. 2017. *Influence of rock property correlation on reliability analysis of rock slope stability: From property characterization to reliability analysis*. Geoscience Frontiers. [verkkolehti]. S. 1-13. ISSN 1674-9871. Saatavissa: <https://doi.org/10.1016/j.gsf.2017.10.003>
- Ang, A. & Tang, W. 1984. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design. Volume II – Decision, Risk and Reliability*. New York, USA: John Wiley & Sons. 562 s. ISBN 0-471-03201-8
- Ang, A. & Tang, W. 2007. *Probability Concepts in Engineering. Emphasis on Application to Civil and Environmental Engineering*. Hoboken, USA: John Wiley & Sons. 406 s. ISBN 978-0-471-72064-5
- Baecher, G. & Christian, J. 2003. *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. Chichester, UK: John Wiley & Sons Ltd. 618 s. ISBN: 978-0-471-49833-9
- Baecher, G., Lanney, N. & Einstein, H. 1977. *Statistical Description of Rock Properties and Sampling*. The 18th U.S. Symposium on Rock Mechanics. Golden, USA. 22.-26.6.1977. American Rock Mechanics Association.
- Bjureland, W. 2017. *On reliability-based design of rock tunnel support*. [verkkodokumentti]. Lisensiaatintyö. KTH Royal Institute of Technology, Department of Civil and Architectural Engineering. Tukholma, Ruotsi. 52 s. ISSN 1650-951X. Saatavissa: <http://kth.diva-portal.org/smash/get/diva2:1086872/FULLTEXT02.pdf>
- Butler, R. 1992. *Paleomagnetism: magnetic domains to geologic terranes*. Blackwell Scientific Publications, 319 s. ISBN 086542070X
- Cai, M. 2001. *Rock Mass Characterization and Rock Property Variability Considerations for Tunnel and Cavern Design*. Rock Mechanics and Rock Engineering. [verkkolehti]. Vol. 44:4. S. 379-399. ISSN 1434-453X. Saatavissa: <https://doi.org/10.1007/s00603-011-0138-5>
- Cao, Z. Wang, Y. & Li, D. 2016. *Quantification of prior knowledge in geotechnical site characterization*. Engineering Geology. [verkkolehti]. Vol 203. S. 107-116. ISSN 0013-7952. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.08.018>
- Christian, J. & Hon, M. 2004. *Geotechnical Engineering Reliability: How Well Do We Know What We Are Doing?* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. [verkkolehti]. Vol. 130:10. S. 985-1003. ISSN 1090-0241. Saatavissa: DOI 10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:10(985)

Dodson, B., Hammett, P. & Klerx, Rene. 2014. *Probabilistic design for optimization and robustness for engineers*. Chichester, UK: John Wiley & Sons Ltd [viitattu 11.12.2018] ISBN: 9781118796504 (sähköinen). Saatavissa: <http://ebookcentral.proquest.com/lib/aalto-ebooks/detail.action?docID=1744260>

Einstein, H. & Baecher, G. 1983. *Probabilistic and Statistical Methods in Engineering Geology. Specific Methods and Examples. Part I: Exploration*. Rock Mechanics and Rock Engineering. Vol. 16. S. 39-72. ISBN 0723-2632

El-Ramly, H., Morgenstern, N.R. & Cruden, D.M. 2002. *Probabilistic slope stability analysis for practice*. Canadian Geotechnical Journal. [verkkolehti]. Vol. 39:3. S. 665-683. Saatavissa: DOI 10.1139/T02-034

Feng, X. 2015. *Application of Bayesian approach in geotechnical engineering*. [verkkodokumentti]. Väitöskirja. Universidad Politécnica de Madrid, E. T. S. I. de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, Espanja. 180 s. Saatavissa: <http://oa.upm.es/view/institution/Caminos/>

Hakala, M., Heine, J. & Airaksinen, J. 2015. *Olympiastadion: Kalliorakonäytteiden testaus*. Nokia: Stress Measurement Company Oy. 6 s.

HB-17. 2002. *Standard Specifications for Highway Bridges*. 17. painos. Washington D.C., USA: American Association of State Highway and Transportation Officials. 1028 s.

Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geotekninen osasto. 2016a. *Helsingin Olympiastadion, peruskorjaus. Louhintatyöselostus. Revisio B 15.1.2016*. Helsinki: Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto. 24 s.

Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geotekninen osasto. 2016b. *GEO 12241-606 B*.

Hoek, E. 2007. *Practical Rock Engineering*. [verkkodokumentti]. [viitattu 13.9.2018]. Saatavissa: <https://www.rocscience.com/learning/hoek-corner/course-notes-books>

Hoek, E., Carter, T.G. & Diedrichs, M.S. 2013. *Quantification of the Geological Strength Index Chart*. 47th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium. San Francisco, USA. 23.-26.6.2013. American Rock Mechanics Association.

ISO 2394. 2015. *General principles on reliability for structures*. 4. painos. Geneve, Sveitsi: International Organization for Standardization. 18 s.

Itasca. Software. [verkkoaineisto]. [viitattu 20.12.2018]. Saatavissa: <https://www.itascacg.com/software>

Jimenez-Rodriguez, R., Sitar, N. & Chacón, J. 2006. *System reliability approach to rock slope stability*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. [verkkolehti]. vol 43. S. 847-859. ISSN 1365-1609. Saatavissa: DOI 10.1016/j.ijrmms.2005.11.011

Johansson, F., Bjureland, W. & Spross, J. 2016. *Application of reliability-based design methods to underground excavation in rock*. [verkkojulkaisu]. Tukholma, Ruotsi: Stiftelsen Svensk Bergteknisk Forskning. BeFo Rapport 155. 69 s. ISSN 1104-1773. Saatavissa: http://www.befoonline.org/UserFiles/Archive/687/BeFo_Report_155_webb.pdf

Joint Committee on Structural Safety. 2015. *Probabilistic Model Code*. [verkkodokumentti]. [viitattu 5.9.2018]. ISBN 978-3-909386-79-6. Saatavissa: http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code.aspx

Kim, K. & Gao, H. 1995. *Probabilistic Approaches to Estimating Variation in the mechanical Properties of Rock Masses*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. [verkkolehti]. Vol 32:2. S. 111-120. ISSN 0148-9062. Saatavissa: [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(94\)00032-X](https://doi.org/10.1016/0148-9062(94)00032-X)

Korkiala-Tanttu, L. & Löfman, M. 2016. *Luotettavuuden arviointi ja riskienhallinta geoteknisessä suunnittelussa*. Helsinki: Liikennevirasto, tekniikka ja ympäristö -osasto. 101 s. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 44/2016. ISBN 978-952-317-318-7

Kulhawy, F. 1975. *Stress deformation properties of rock and rock discontinuities*. Engineering Geology. Vol 9:4. S. 327-350. Saatavissa: [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(75\)90014-9](https://doi.org/10.1016/0013-7952(75)90014-9)

Langford, J. 2013. *Application of reliability methods to the design of underground structures*. [verkkodokumentti]. Väitöskirja. Queen's University, Department of Geological Sciences & Geological Engineering. Kingston, Kanada. 361 s. Saatavissa: <http://hdl.handle.net/1974/8291>

Langford, J. & Diedrichs, M.S. 2013. *Reliability based approach to tunnel lining design using a modified point estimate method*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. [verkkolehti]. Vol 60. S. 263-276. ISSN 1365-1609. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2012.12.034>

Lesny, K., Akbas, S.O., Bogusz, W., Burlon, S., Vessia, G., Phoon, K.K., Tang, C. & Zhang, L. 2017. *Evaluation and Consideration of Model Uncertainties in Reliability Based Design*. Teoksessa: Joint TC205/TC304 Working Group on "Discussion of Statistical/Reliability Methods for Eurocodes", Final Report. ISSMGE. S. 20-64.

Liu, H. & Low, B.K. 2017. *System reliability analysis of tunnels reinforced by rockbolts*. Tunnelling and Underground Space Technology. [verkkolehti]. Vol 65. S. 155-166. ISSN 0886-7798. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2017.03.003>

Liu, H. & Low, B.K. 2018. *Reliability-based design of tunneling problems and insights for Eurocode 7*. Computers and Geotechnics. [verkkolehti]. Vol. 97. S. 42-51. ISSN 0266-352X. Saatavissa: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.12.005>

Look, B. 2007. *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*. Lontoo, UK: Taylor & Francis Group. 331 s. ISBN 13: 978-0-415-43038-8

Low, B.K. 2007. *Reliability analysis of rock slopes involving correlated nonnormals*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. [verkkolehti]. Vol 44. S 922-935. ISSN 1365-1609. Saatavissa: DOI 10.1016/j.ijrmms.2007.02.008

Low, B.K. & Einstein, H.H. 2013. *Reliability analysis of roof wedges and rockbolt forces in tunnels*. Tunnelling and Underground Space Technology. [verkkolehti]. Vol 38. S. 1-10. ISSN 0886-7798. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2013.04.006>

Low, B.K. & Tang, W. 2007. *Efficient Spreadsheet Algorithm for First-Order Reliability Method*. Journal of Engineering Mechanics. [verkkolehti]. Vol 133:12. S. 1378-1387. ISSN 0733-9399. Saatavissa: DOI 10.1061/(ASCE)0733-9399(2007)133:12(1378)

Lü, Q., Sun, H.Y. & Low, B.K. 2011. *Reliability analysis of ground-support interaction in circular tunnels using the response surface method*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. [verkkolehti]. Vol 48. S. 1329-1343. ISSN 1365-1609. Saatavissa: DOI 10.1016/j.ijrmms.2011.09.020

Mellin, I. 2010. *Todennäköisyyslaskenta ja tilastotiede: Kaavat*. Helsinki: Unigrafia Oy. 248 s.

Napa-García, G., Beck, A. & Celestino, T. 2017. *Reliability Analyses of underground openings with the point estimate method*. Tunnelling and Underground Space Technology. [verkkolehti]. Vol 64. S. 154-163. ISSN 0886-7798. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2016.12.010>

Pariseau, W. 2007. *Design Analysis in Rock Mechanics*. Leiden, Alankomaat: Taylor & Francis/Balkema. 714 s. ISBN 10: 0-415-41381-8.

Park, H.J., West, T. & Woo, I. 2005. *Probabilistic analysis of rock slope stability and random properties of discontinuity parameters, Interstate Highway 40, Western North Carolina, USA*. Engineering Geology. Vol 79. S. 230-250. ISSN 0013-7952. Saatavissa: DOI 10.1016/j.enggeo.2005.02.001

Pennala, Juha. 2017. *Update of Finnish in situ Rock Stress Data*. [verkkodokumentti]. Diplomityö. Aalto-yliopisto, Insinööritieteiden korkeakoulu. Espoo. 62+36 s. Saatavissa: <https://urn.fi/URN:NBN:fi:aalto-201712188225>

Phoon, K.K. & Kulhawy, F. 1999a. *Characterization of geotechnical property variability*. Canadian Geotechnical Journal. [verkkolehti]. Vol 36:4. S. 612-624. Saatavissa: <https://doi.org/10.1139/t99-038>

Phoon, K.K. & Kulhawy, F. 1999b. *Evaluation of geotechnical property variability*. Canadian Geotechnical Journal. [verkkolehti]. Vol 36:4. S. 625-639. Saatavissa: <https://doi.org/10.1139/t99-039>

Phoon, K.K., Prakoso, W., Wang, Y. & Ching, J. 2016a. *Uncertainty representation of geotechnical design parameters*. Teoksessa: Phoon, K.K. & Retief, J.V. (toim.). Reliability of Geotechnical Structures in ISO2394. Lontoo, UK: CRC Press. ISBN 1138029114

Phoon, K.K., Retief, J.V., Ching, J., Dithinde, M., Schweckendiek, T., Wang, Y. & Zhang, L.M. 2016b. *Some observations on ISO2394:2015 Annex D (Reliability of geotechnical Structures)*. Structural Safety. [verkkolehti]. Vol. 62. S. 24-33. ISSN 0167-4730. Saatavissa: <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2016.05.003>

Rocscience. RS2 Help. [verkkoaineisto]. [viitattu 30.10.2018] a. Saatavissa: https://www.rocscience.com/help/rs2/#t=getting_started%2FRS2_Applications_Overview.htm

Rocscience. Swedge Help. [verkkoaineisto]. [viitattu 30.10.2018] b. Saatavissa: https://www.rocscience.com/help/swedge/#t=swedge%2FGetting_Started.htm

Rocscience. Unwedge Help. [verkkoaineisto]. [viitattu 30.10.2018] c. Saatavissa: https://www.rocscience.com/help/unwedge/#t=unwedge%2FGetting_Started.htm

Sari, M. 2009. *The stochastic assessment of strength and deformability characteristics for a pyroclastic rock mass*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. [verkkolehti]. Vol 46. S. 613-626. ISSN 1365-1609. Saatavissa: DOI 10.1016/j.ijrmms.2008.07.007

Sari, M., Karpuz, C. & Ayday, C. 2010. *Estimating rock mass properties using Monte Carlo simulation: Ankara andesites*. Computers & Geosciences. [verkkolehti]. Vol 36. S. 959-969. ISSN 0098-3004. Saatavissa: DOI 10.1016/j.cageo.2010.02.001

Schellart, W. 2000. *Shear test results for cohesion and friction coefficients for different granular materials: Scaling implication for their usage in analogue modelling*. Tectonophysics. [verkkolehti]. Vol 324-1-2. S. 1-16. ISSN 0040-1951. Saatavissa: DOI 10.1016/S0040-1951(00)00111-6

SFS-EN 1990 + A1 + AC. 2006. *Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. 2. painos*. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS. 185 s.

SFS-EN 1997-1 + A1 + AC. 2014. *Eurokoodi 7. Geotekninen suunnittelu. osa 1: Yleiset säännöt. 3. painos*. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS. 161 s.

Singh, M., Singh, B. & Choudhari, J. 2006. *Critical Strain and squeezing of rock mass in tunnels*. Tunnelling and Underground Space Technology. [verkkolehti]. Vol 22. S. 343-350. ISSN 0886-7798. Saatavissa: DOI 10.1016/j.tust.2006.06.005

Singh, V., Jain, S. & Tyagi, A. 2007. *Risk and Reliability Analysis – A handbook for Civil and Environmental Engineers*. Reston, USA: American Society of Civil Engineers. 811 s. ISBN 978-0-7844-0891-9.

Sipola, U., Hollmén, K., Castrén, P., Koponen, A. & Jokela, T. 2018. *Selvitys kalliotunnelin kallioteknisestä suunnittelusta. Esiselvitys*. Helsinki: Liikennevirasto, tekniikka ja ympäristö -osasto. 151 s. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 47/2018. ISBN 978-952-317-602-7

Solcon Oy. Titan Ischebeck. [verkkoaineisto]. [viitattu 7.11.2018]. Saatavissa: <http://www.solcon.fi/tuotteet/tuote?id=25>

Spross, J. 2014. *A Critical Review of the Observational Method*. [verkkodokumentti]. Lisensiaatintyö. KTH Royal Institute of Technology, Department of Civil and Architectural Engineering. Tukholma, Ruotsi. 45 s. ISSN 1650-951X. Saatavissa: <http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:712427/FULLTEXT01.pdf>

Spross, J. 2016. *Toward a reliability framework for the observational method*. Väitöskirja. KTH Royal Institute of Technology, Department of Civil and Architectural Engineering. Tukholma, Ruotsi. 45 s. ISBN 978-91-7729-128-2.

Stille, H., Andersson, J. & Olsson, L. 2003. *Information based design in rock engineering*. [verkkojulkaisu]. Tukholma, Ruotsi: Stiftelsen Svensk Bergteknisk Forskning. 147 s. SveBeFo Rapport 61. ISSN 1104-1773. Saatavissa: <http://www.befoonline.org/UserFiles/Archive/155/R61.pdf>

Stille, H., Holmberg, M., Olsson, L. Andersson, J. 2005. *Dimensionering av samverkanskonstruktioner I berg med sannolikhetsbaserade metoder. En inledande studie*. [verkkojulkaisu]. Tukholma, Ruotsi: Stiftelsen Svensk Bergteknisk Forskning. 104 s. SveBeFo Rapport 70. ISSN 1104 – 1773. Saatavissa: <http://www.befoonline.org/UserFiles/Archive/60/70.pdf>

Uzielli, M., Lacasse, S., Nadim, F. & Phoon, K.K. 2007. *Soil variability analysis for geotechnical practice*. Teoksessa: Tan, T.S., Phoon, K.K., Hight, D.W. & Leroueil, S. toim. Characterisation and Engineering properties of Natural Soils, Two Volume Set. Lontoo, UK: Taylor & Francis Group. S. 1653-1756. ISBN 9780415426916.

Wang, Y. & Aladejare, A. 2015. *Bayesian characterization of correlation between uniaxial compressive strength and Young's modulus of rock*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. [verkkolehti]. Vol 85. S. 10-19. ISSN 1365-1609. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2016.02.010>

Wang, Y., Cao, Z. & Li, D. 2015. *Bayesian perspective on geotechnical variability and site characterization*. [verkkolehti]. Engineering Geology. Vol 203. S. 117-125. ISSN 0013-7952. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.08.017>

Wang, Y., Akeju, O. & Cao, Z. 2016. *Bayesian Equivalent Sample Toolkit (BEST): an Excel VBA program for probabilistic characterisation of geotechnical properties from limited observation*. Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards. [verkkolehti]. Vol 10:4. S. 251-268. ISSN 1749-9526. Saatavissa: <https://doi.org/10.1080/17499518.2016.1180399>

Wennerström, M., Airo, M.L., Elminen, T. Grönholm, S. Pajunen, M. Vaarma, M. & Vasenius, P. 2006. *Helsingin seudun taajamakartoitus*. [verkkodokumentti]. Espoo: Geologian tutkimuskeskus. Raportti K 21.42/2006/6. 94 s. Saatavissa: http://tupa.gtk.fi/raportti/arkisto/k21_42_2006_6.pdf

Wyllie, D. & Mah, C. 2004. *Rock Slope Engineering. Civil and Mining*. 4. painos. New York, USA: Spon Press, Taylor & Francis Group. 431 s. ISBN 0-415-28000-1

Ympäristöministeriö, 2018. *Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Pohjarakenteiden suunnittelu*. [verkkodokumentti]. Saatavissa: http://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto_ja_rakentaminen/Lainsaadanto_ja_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma/Rakenteiden_lujuus_ja_vakaus

Zhang, L. 2017. *Evaluation of rock mass deformability using empirical methods – A review*. Underground Space. [verkkolehti]. Vol 2. S. 1-15. ISSN 2467-9674. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.undsp.2017.03.003>